

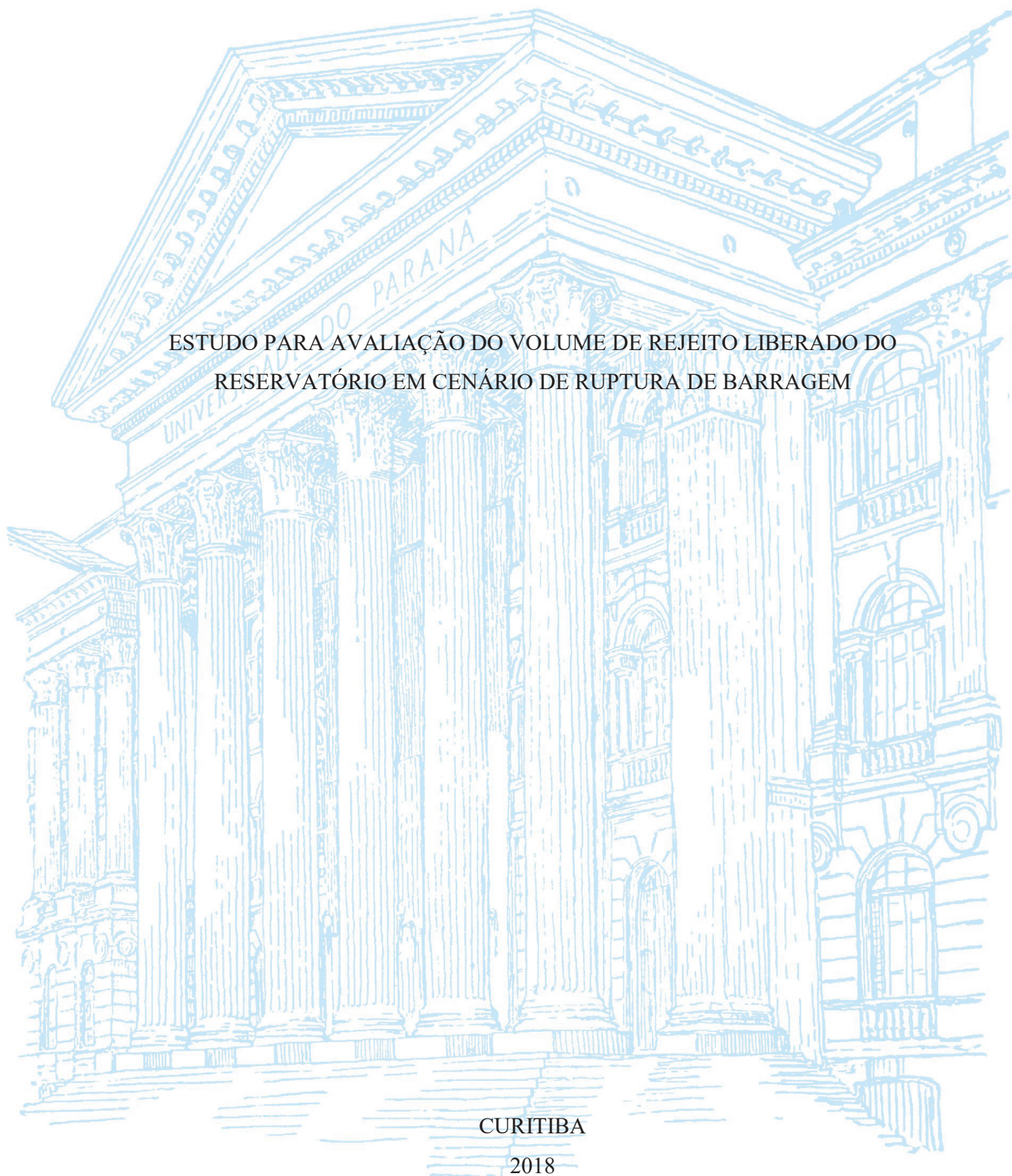
UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

TENNISON FREIRE DE SOUZA JUNIOR

ESTUDO PARA AVALIAÇÃO DO VOLUME DE REJEITO LIBERADO DO
RESERVATÓRIO EM CENÁRIO DE RUPTURA DE BARRAGEM

CURITIBA

2018



TENNISON FREIRE DE SOUZA JUNIOR

ESTUDO PARA AVALIAÇÃO DO VOLUME DE REJEITO LIBERADO DO
RESERVATÓRIO EM CENÁRIO DE RUPTURA DE BARRAGEM

Dissertação apresentada ao curso de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil, Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia de Construção Civil.

Orientador: Prof. Dr. Sidnei Helder Cardoso Teixeira.

CURITIBA

2018

Catálogo na Fonte: Sistema de Bibliotecas, UFPR
Biblioteca de Ciência e Tecnologia

S729e

Souza Júnior, Tennison Freire de

Estudo para avaliação de rejeito liberado do reservatório em cenário de ruptura de barragem / Tennison Freire de Souza Júnior. – Curitiba, 2018.
183 f. : il. color. ; 30 cm.

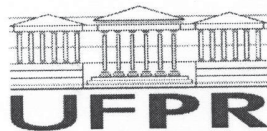
Dissertação - Universidade Federal do Paraná, Setor de Tecnologia,
Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil , 2018.

Orientador: Sidnei Helder Cardoso .
Bibliografia: p. 130-139.

1. Barragens de terra. 2. Minérios. 3. Barragens e açudes – Segurança. 4.
Barragens de terra – Efeito do Terremoto. 5. Barragens de concreto. 6. Aterro.
I. Universidade Federal do Paraná. II. Cardoso, Sidnei Helder. III. Título.

CDD: 627.83

Bibliotecário: Elias Barbosa da Silva CRB-9/1894



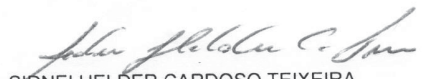
MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
SETOR SETOR DE TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ
PRÓ-REITORIA DE PESQUISA E PÓS-GRADUAÇÃO
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO ENGENHARIA DE
CONSTRUÇÃO CIVIL

TERMO DE APROVAÇÃO

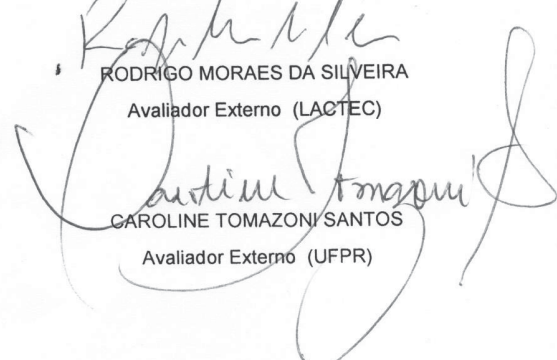
Os membros da Banca Examinadora designada pelo Colegiado do Programa de Pós-Graduação em ENGENHARIA DE CONSTRUÇÃO CIVIL da Universidade Federal do Paraná foram convocados para realizar a arguição da Dissertação de Mestrado de **TENNISON FREIRE DE SOUZA JÚNIOR** intitulada: **ESTUDO PARA AVALIAÇÃO DO VOLUME DE REJEITO LIBERADO DO RESERVATÓRIO EM CENÁRIO DE RUPTURA DE BARRAGEM**, após terem inquirido o aluno e realizado a avaliação do trabalho, são de parecer pela sua APROVAÇÃO no rito de defesa.

A outorga do título de mestre está sujeita à homologação pelo colegiado, ao atendimento de todas as indicações e correções solicitadas pela banca e ao pleno atendimento das demandas regimentais do Programa de Pós-Graduação.

Curitiba, 26 de Fevereiro de 2018.


SIDNEI HELDER CARDOSO TEIXEIRA
Presidente da Banca Examinadora (UFPR)


RODRIGO MORAES DA SILVEIRA
Avaliador Externo (LACTEC)


CAROLINE TOMAZONI SANTOS
Avaliador Externo (UFPR)

AGRADECIMENTOS

A Deus, por me tornar digno dos meus anseios e ser instrumento das suas missões no mundo;

Aos meus pais Tennison Freire e Josaildes Silva por se dedicarem à minha educação, oportunizando que eu trilhasse os caminhos acadêmicos, me incentivarem a acreditar nos meus sonhos e terem sido a base de todos meus princípios éticos e morais;

A minha madrinha Mercedes Freire e à minha avó Marieta Freire, pelo amor, carinho e crença nas minhas ambições;

Ao meu orientador Prof. Sidnei Helder Cardoso Teixeira, pela amizade, ensinamentos, confiança, oportunidade e estímulo à pesquisa;

Ao Prof. Luis Edmundo Prado Campos pela amizade, carinho, recomendação ao PPGECC-UFPR e fornecimento da estrutura do Laboratório de Geotecnia da UFBA;

Ao Prof. Luis Anibal pela amizade, carinho e recomendação ao PPGECC- UFPR;

Ao Prof. Vitor Faro, pelo fornecimento de materiais à minha pesquisa (estrutura metálica e caixa);

Ao Prof. Alessandro Kormann, pelos ensinamentos;

Ao Prof. Álvaro Machado pela amizade, ensinamentos e suporte no desenvolvimento da pesquisa;

Ao Prof. Jorge Centeno pela amizade e pelo suporte no desenvolvimento da pesquisa;

Ao técnico Ricardo Voilert, pela amizade e considerável suporte no decorrer pesquisa;

A minha amiga Fabiane Aline Acordes, pela amizade carinho e considerável suporte no decorrer pesquisa;

A Fugro *in Situ* Geotecnia Ltda., pelo fornecimento de materiais à minha pesquisa (bentonita);

Ao Prof. Carlos Machado pela amizade, carinho e apoio financeiro à minha pesquisa;

Aos meus amigos de infância e adolescência Felipe Cunha e Beatriz Castro pela amizade e auxílios;

Aos amigos Laisa Benetti e Hylltonn Bazan pelo companheirismo e pelo frete da bentonita;

A minha amiga Ivone Duszeiko, pelo suporte na minha vinda a Curitiba – PR.

Aos colegas que ingressaram comigo no mestrado PPGECC 2016, sendo eles: Rodrigo Pasqual, João Paulo Santos e Eduardo Werneck, pela amizade, bons momentos e trocas de conhecimentos;

Ao Dudu da Xerox e à Dirce pelas conversas de corredor, piadas, bons momentos e conselhos emitidos no decorrer da pesquisa;

À família Reichel, pelos bons momentos, carinho e acima de tudo amizade;

Ao servidor público Jair dos Anjos Silva, pelas instruções e amizade no decorrer do curso;

Aos professores e amigos, Marcelo H. Medeiros, Mauro Lacerda e Sergio Scheer, pelas conversas de corredor, companheirismo e troca de ideias;

Aos amigos que não me recordo no presente momento e que tiveram uma signi-
ficância na minha vida e/ou na minha pesquisa, tanto em Salvador/BA como em
Curitiba/PR;

Ao Jhony Pires (VTB Engenharia) pelo suporte com o *software*.

À Secretária da ABMS, Elisângela Kuriyama, pelas conversas, apoio às minhas ideias e ajudas
no decorrer do mestrado;

Aos funcionários da limpeza e da recepção do CESEC pela amizade e carinho.

Dedico aos meus pais,
meus primeiros professores.

RESUMO

Normalmente devido ao grande volume de rejeitos gerados no setor minerário, as barragens de rejeitos são as soluções mais viáveis, entretanto muitas destas construções no passado eram realizadas sem os devidos conhecimentos geotécnicos e hidrológicos, projetos e profissionais qualificados, o que culminou na ocorrência de muitos eventos de ruptura gerando impactos ambientais, econômicos e sociais. Com isso, foi criada a Lei Federal nº 12.334/2010 conhecida como Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB) que define critérios para organização, fiscalização, controle e monitoramento das barragens no Brasil. Mesmo com a criação da PNSB, as rupturas das barragens não deixaram de ocorrer, como foi o caso da ruptura da barragem de Fundão – MG, além disso a abordagem usada para a previsão de volume liberado no evento é imprecisa e inadequada dado o caráter hidrodinâmico. Nesse contexto, o presente trabalho teve como proposta um estudo para avaliar o volume de material liberado do reservatório de uma barragem de rejeitos em um evento de ruptura. Para isso, foram simulados 20 cenários de ruptura em modelo físico, de forma a verificar a influência dos parâmetros relativos à geometria da brecha e a resistência ao cisalhamento não-drenada (S_u) em um evento sem presença de água no reservatório. Para simular o rejeito da barragem foi utilizada a bentonita devido a semelhança de propriedades da lama formada com a lama de rejeito mineral. A geometria e a resistência ao cisalhamento não-drenada foram admitidas considerando um fator de escala de 1:500 que seria representativo para barragens usuais de rejeitos. Quanto aos parâmetros de estudos, a geometria da brecha foi estimada a partir de dados da bibliografia, cujas declividades laterais foram de 0,50H:1V, 0,51H:1V e 0,5467H:1V nas trapezoidais ou inclinadas e de 1:1 ($L/H=0,97$) e 1:1 ($L/H=1,1$) nas retangulares; a resistência ao cisalhamento não drenada variou entre 0,030 e 0,20 KPa. O volume transferido foi calculado a partir do método das áreas equidistantes considerando a inclinação média de taludes de cinco seções longitudinais (defasadas entre si em 45°). Os resultados permitiram concluir que a transferência do material aumenta com o aumento da largura média da abertura em brechas inclinadas, sendo o comportamento distinto em brechas retangulares. Por mais que as brechas retangulares tivessem larguras médias menores em relação às brechas trapezoidais, suas larguras de base eram maiores, sendo possível inferir que o volume transferido é relativo a interação da geometria com a largura média da brecha. Quanto ao valor de S_u , independentemente do formato, a redução desse parâmetro causou aumento do volume liberado.

Palavra-chave: Rejeitos minerais; ruptura de barragens; brecha de ruptura; modelo físico.

ABSTRACT

Normally due to the large volume of tailings generated in the mining sector, tailings dams are the most viable solutions, however many of these constructions in the past were carried out without proper geotechnical and hydrological knowledge, projects and qualified professionals, which resulted in many events generating environmental, economic and social impacts. As a result, Federal Law No. 12,334 / 2010 was created, known as the National Policy on Dam Safety (PNSB), which establishes criteria for the organization, supervision, control and monitoring of dams in Brazil. Even with the creation of the PNSB, the ruptures of the dams did not cease to occur, as was the case of the rupture of the Fundão - MG dam. In addition, the approach used to predict the volume released in the event is imprecise and inadequate given the hydrodynamic character. In this context, in the present work the volume of material released from the reservoir of a tailings dam in a rupture event is evaluated. Twenty (20) rupture scenarios were simulated in a physical model, in order to verify the influence of the parameters related to the breach geometry and the resistance to non-drained shear (S_u) in an event without water in the reservoir. To simulate the dam tailings the bentonite was used due to the similarity of the mud properties with the mineral tail sludge. Geometry and non-drained shear strength were estimated considering a scale factor of 1: 500 that would be representative for usual tailings dams. Regarding the study parameters, the geometry of the gap was estimated from data from the literature, whose lateral declivities were 0.50H: 1V, 0.51H: 1V and 0.5467H: 1V in the trapezoidal or inclined and 1: 1 ($L / H = 0.97$) and 1: 1 ($L / H = 1.1$) on the rectangular ones; the undrained shear strength ranged from 0.030 to 0.20 kPa. The volume transferred was calculated from the equidistant area method considering the slope of five longitudinal sections (45° lag between them). The results showed that the transfer of the material increases with the increase of the average width of the aperture in inclined breach, differently of what occurred in rectangular breach. Although the rectangular gaps had smaller average widths compared to trapezoidal gaps, their base widths were larger, and it is possible to infer that the volume transferred depends on the interaction of the geometry with the average width of the gap. Regarding the value of S_u , regardless of the format, the reduction of this parameter caused an increase in the volume released.

Keywords: Mineral waste; Rupture of dams; Breaking gap; physical model.

LISTA DE TABELA

TABELA 1 – VALORES MÉDIOS DE DENSIDADE REAL DOS GRÃOS DE RESÍDUOS	38
TABELA 2 – VALORES MÉDIOS DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DE REJEITOS MINEIRAS DE JAZIDAS DE CIDADES DA SUÉCIA	39
TABELA 3 – ESTATÍSTICA DE RUPTURA COM ÊNFASE NA ORDEM DE CAUSA...	50
TABELA 4 – RECOMENDAÇÕES DE VALORES DE BRECHA DE RUPTURA	67
TABELA 5 – CASOS HISTÓRICOS DE RUPTURA DE BARRAGENS DE REJEITOS ...	90
TABELA 6 – CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DA BENTONITA.....	92
TABELA 7 – GEOMETRIA DAS BRECHAS DE RUPTURAS ADOTADAS	103
TABELA 8 – MATRIZ SINTÉTICA DOS CENÁRIOS DE RUPTURA	104
TABELA 9 – RESULTADOS GERAIS DA CARACTERIZAÇÃO DA BENTONITA	115

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

FIGURA 1	– FLUXOGRAMA PADRÃO DE BENEFICIAMENTO DE ALGUNS MINERIOS.....	30
FIGURA 2	– MÉTODO DE LANÇAMENTO DE REJEITOS	33
FIGURA 3	– ILUSTRAÇÃO ESQUEMÁTICA DO HIDROCICLONE	35
FIGURA 4	– CURVAS GRANULOMÉTRICAS DE RESÍDUOS MINERAIS	38
FIGURA 5	– VALORES MÉDIOS DE COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE DE REJEITOS MINERAIS	40
FIGURA 6	– MÉTODO DE LINHA À MONTANTE.	43
FIGURA 7	– MÉTODO DE LINHA À JUSANTE.	45
FIGURA 8	– MÉTODO DE LINHA DE CENTRO.	46
FIGURA 9	– CAUSAS DE RUPTURA DE BARRAGEM.	50
FIGURA 10	– FREQUÊNCIA DE FALHAS DE BARRAGENS DE CONTENÇÃO DE REJEITOS NO PERÍODO DE 1910 A 2000.....	52
FIGURA 11	– FREQUÊNCIAS DE FALHAS DE BARRAGENS DE CONTENÇÃO DE REJEITOS PELA TOTALIDADE DE BARRAGENS POR CONTINENTE ATÉ 2009	53
FIGURA 12	– FREQUÊNCIAS DE FALHAS DE BARRAGENS DE CONTENÇÃO DE REJEITOS EM FUNÇÃO DAS CAUSAS DE FALHA	53
FIGURA 13	– PRINCIPAIS MECANISMOS DE FALHAS EM FUNÇÃO DO TIPO DE BARRAGEM	54
FIGURA 14	– PRINCIPAIS MECANISMOS DE FALHAS EM FUNÇÃO DO STATUS DA BARRAGEM	55
FIGURA 15	– PROCESSO DE FORMAÇÃO DO GALGAMENTO.	57
FIGURA 16	– PROCESSO DE FORMAÇÃO DO PIPING	58
FIGURA 17	– AVALIAÇÃO DE ESTABILIDADE DE TALUDES EM BARRAGEM DE REJEITOS DE MINERAÇÃO.....	60
FIGURA 18	– ESQUEMA DO COMPORTAMENTO NÃO DRENADA DE SOLO.....	64
FIGURA 19	– FORMAÇÃO DE BRECHA DE RUPTURA EM UMA BARRAGEM	65
FIGURA 20	– MODELO FÍSICO PARA AVALIAÇÃO DE ESTABILIDADE.....	70
FIGURA 21	– TALUDE INFINITO: DIAGRAMA DE FORÇAS NUMA FATIA	72
FIGURA 22	– TALUDE FINITO: DIAGRAMA DE FORÇAS NA CUNHA	73
FIGURA 23	– RELAÇÃO CUSTO VS QUALIDADE DO MODELO REDUZIDO	75
FIGURA 24	– RELAÇÃO DO TAMANHO CARACTERÍSTICO DA PARTÍCULA VERSUS FATOR DE ESCALA GEOMÉTRICA.....	79
FIGURA 25	– RELAÇÕES DE VERIFICAÇÃO DE SUSCEPTIBILIDADE EM FUNÇÃO DE ENSAIOS DINÂMICOS E ESTÁTICOS	83
FIGURA 26	– CORRELAÇÕES ENTRE A RAZÃO DE RESISTÊNCIA DE PICO E DADOS DE ENSAIOS DINÂMICOS E ESTÁTICOS	86
FIGURA 27	– CORRELAÇÕES ENTRE A RAZÃO DE RESISTÊNCIA LIQUEFEITA E DADOS DE ENSAIOS DINÂMICOS E ESTÁTICOS	88
FIGURA 28	– BENTONITA	91
FIGURA 29	– PROCEDIMENTO DE ENSAIO DE GRANULOMETRIA À RAIOS LASER	93
FIGURA 30	– ESQUEMA DE FUNCIONAMENTO DO EQUIPAMENTO À RAIOS LASER	93
FIGURA 31	– SOFTWARE DE MONITORAMENTO E PROCESSAMENTO DE DADOS	94
FIGURA 32	– ILUSTRAÇÃO DA CAIXA L UTILIZADA	95

FIGURA 33	– ILUSTRAÇÃO DO ENSAIO EM CAIXA L	96
FIGURA 34	– HOMOGENEIZAÇÃO MANUAL DO MATERIAL	97
FIGURA 35	– APARELHO DE ENSAIO DE PALHETA DE BANCADA (<i>VANE TEST</i>).98	
FIGURA 36	– AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO NÃO DRENADA EM RECIPIENTES COM GEOMETRIAS DIFERENTES	99
FIGURA 37	– PROCEDIMENTOS DE OBTENÇÃO DO TEOR DE UMIDADE DA	99
FIGURA 38	– PROJETO DA CAIXA TESTE.....	100
FIGURA 39	– CAIXA TESTE MONTADA	101
FIGURA 40	– ANÁLISE QUALITATIVA DA FORMAÇÃO DA CUNHA	102
FIGURA 41	– VERIFICAÇÃO QUALITATIVA DA FORMAÇÃO DE ESTRIAMENTO	102
FIGURA 42	– SEMELHANÇA GEOMÉTRICA E CINEMÁTICA - MODELO FÍSICO VERSUS PROTÓTIPO.....	104
FIGURA 43	– PROCEDIMENTO EXECUTIVO DO ENSAIO DE RUPTURA.....	105
FIGURA 44	– MÉTODO DE TRIANGULAÇÃO A LASER	106
FIGURA 45	– PRINCÍPIO DA TRIANGULAÇÃO A LASER EM MODELO FÍSICO...107	
FIGURA 46	– MODELO FÍSICO COM O SISTEMA DE LEITURA DE TRIANGULAÇÃO	108
FIGURA 47	– CALIBRAÇÃO DO DISPOSITIVO CONSTRUÇÃO DO MODELO 3D.109	
FIGURA 48	– FOTOGRAMETRIA APLICADA AO MODELO FÍSICO	110
FIGURA 49	– PROCESSAMENTO DAS IMAGENS ATRAVÉS DO SOFTWARE SURFER 3D	110
FIGURA 50	– MAPEAMENTO TOPOGRÁFICO COM CURVAS DE NÍVEL	111
FIGURA 51	– AVALIAÇÃO DA RAZÃO (h/H) NUMA SEÇÃO TRANSVERSAL DO MODELO FÍSICO.....	111
FIGURA 52	– MÉTODO DO CALCULO DO VOLUME DE MATERIAL LIBERADO NA RUPTURA.....	113
FIGURA 53	– MÉTODO DE CÁLCULO EM FUNÇÃO DA GEOMETRIA	114
FIGURA 54	– ENSAIO DE LIMITE DE LIQUIDEZ DA BENTONITA.....	116
FIGURA 55	– ENSAIO DE GRANULOMETRIA DA BENTONITA.....	116
FIGURA 56	– COMPARAÇÃO DE RESISTÊNCIAS NÃO-DRENADAS ENTRE ENSAIOS	117
FIGURA 57	– AVALIAÇÃO DO PESO ESPECÍFICO DA BENTONITA EM FUNÇÃO DA VARIAÇÃO DO TEOR DE UMIDADE.....	118
FIGURA 58	– RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO NÃO DRENADA VERSUS TEOR DE UMIDADE DO MATERIAL.....	119
FIGURA 59	– FATOR DE TRIDIMENSIONALIDADE ($K_{seção}$) NA SEÇÃO S1.....	120
FIGURA 60	– FATOR DE TRIDIMENSIONALIDADE ($K_{seção}$) NA SEÇÃO S2.....	120
FIGURA 61	– FATOR DE TRIDIMENSIONALIDADE ($K_{seção}$) NA SEÇÃO S3.....	121
FIGURA 62	– FATOR DE TRIDIMENSIONALIDADE ($K_{seção}$) NA SEÇÃO S4.....	121
FIGURA 63	– FATOR DE TRIDIMENSIONALIDADE ($K_{seção}$) NA SEÇÃO S5.....	121
FIGURA 64	– AVALIAÇÃO DAS h/H EM FUNÇÃO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO NÃO DRENADA.....	123
FIGURA 65	– RESULTADOS DA AVALIAÇÃO DE TRANSFERÊNCIA DE MASSA PÓS-RUPTURA DO MODELO FÍSICO EM FUNÇÃO DA ÁREA DA BRECHA.....	124
FIGURA 67	– METODO ADOTADO NA PESQUISA	141
FIGURA 68	– MODELAGEM 3D DA CUNHA DA BRECHA 1 E $S_U = 0,159$ kPa.....	143
FIGURA 69	– MODELAGEM 3D DA CUNHA DA BRECHA 1 E $S_U = 0,087$ kPa.....	143
FIGURA 70	– MODELAGEM 3D DA CUNHA DA BRECHA 1 E $S_U = 0,067$ kPa.....	144

FIGURA 71	– MODELAGEM 3D DA CUNHA DA BRECHA 1 E $S_U = 0,038$ kPa.....	144
FIGURA 72	– MODELAGEM 3D DA CUNHA DA BRECHA 2 E $S_U = 0,140$ kPa.....	145
FIGURA 73	– MODELAGEM 3D DA CUNHA DA BRECHA 2 E $S_U = 0,088$ kPa.....	145
FIGURA 74	– MODELAGEM 3D DA CUNHA DA BRECHA 2 E $S_U = 0,063$ kPa.....	146
FIGURA 75	– MODELAGEM 3D DA CUNHA DA BRECHA 2 E $S_U = 0,033$ kPa.....	146
FIGURA 76	– MODELAGEM 3D DA CUNHA DA BRECHA 3 E $S_U = 0,124$ kPa.....	147
FIGURA 77	– MODELAGEM 3D DA CUNHA DA BRECHA 3 E $S_U = 0,090$ kPa.....	147
FIGURA 78	– MODELAGEM 3D DA CUNHA DA BRECHA 3 E $S_U = 0,062$ kPa.....	148
FIGURA 79	– MODELAGEM 3D DA CUNHA DA BRECHA 3 E $S_U = 0,040$ kPa.....	148
FIGURA 80	– MODELAGEM 3D DA CUNHA DA BRECHA 4 E $S_U = 0,119$ kPa.....	149
FIGURA 81	– MODELAGEM 3D DA CUNHA DA BRECHA 4 E $S_U = 0,076$ kPa.....	149
FIGURA 82	– MODELAGEM 3D DA CUNHA DA BRECHA 4 E $S_U = 0,067$ kPa.....	150
FIGURA 83	– MODELAGEM 3D DA CUNHA DA BRECHA 4 E $S_U = 0,037$ kPa.....	150
FIGURA 84	– MODELAGEM 3D DA CUNHA DA BRECHA 5 E $S_U = 0,114$ kPa.....	151
FIGURA 85	– MODELAGEM 3D DA CUNHA DA BRECHA 5 E $S_U = 0,097$ kPa.....	151
FIGURA 86	– MODELAGEM 3D DA CUNHA DA BRECHA 5 E $S_U = 0,058$ kPa.....	152
FIGURA 87	– MODELAGEM 3D DA CUNHA DA BRECHA 5 E $S_U = 0,040$ kPa.....	152
FIGURA 88	– CURVAS DE NÍVEL DA CUNHA DA BRECHA 1 E $S_U = 0,159$ kPa.....	154
FIGURA 89	– CURVAS DE NÍVEL DA CUNHA DA BRECHA 1 E $S_U = 0,087$ kPa.....	154
FIGURA 90	– CURVAS DE NÍVEL DA CUNHA DA BRECHA 1 E $S_U = 0,067$ kPa.....	155
FIGURA 91	– CURVAS DE NÍVEL DA CUNHA DA BRECHA 1 E $S_U = 0,038$ kPa.....	155
FIGURA 92	– CURVAS DE NÍVEL DA CUNHA DA BRECHA 2 E $S_U = 0,140$ kPa.....	156
FIGURA 93	– CURVAS DE NÍVEL DA CUNHA DA BRECHA 2 E $S_U = 0,088$ kPa.....	156
FIGURA 94	– CURVAS DE NÍVEL DA CUNHA DA BRECHA 2 E $S_U = 0,079$ kPa.....	157
FIGURA 95	– CURVAS DE NÍVEL DA CUNHA DA BRECHA 2 E $S_U = 0,033$ kPa.....	157
FIGURA 96	– CURVAS DE NÍVEL DA CUNHA DA BRECHA 3 E $S_U = 0,124$ kPa.....	158
FIGURA 97	– CURVAS DE NÍVEL DA CUNHA DA BRECHA 3 E $S_U = 0,090$ kPa.....	158
FIGURA 98	– CURVAS DE NÍVEL DA CUNHA DA BRECHA 3 E $S_U = 0,062$ kPa.....	159
FIGURA 99	– CURVAS DE NÍVEL DA CUNHA DA BRECHA 3 E $S_U = 0,040$ kPa.....	159
FIGURA 100	– CURVAS DE NÍVEL DA CUNHA DA BRECHA 4 E $S_U = 0,119$ kPa.....	160
FIGURA 101	– CURVAS DE NÍVEL DA CUNHA DA BRECHA 4 E $S_U = 0,076$ kPa.....	160
FIGURA 102	– CURVAS DE NÍVEL DA CUNHA DA BRECHA 4 E $S_U = 0,067$ kPa.....	161
FIGURA 103	– CURVAS DE NÍVEL DA CUNHA DA BRECHA 4 E $S_U = 0,037$ kPa.....	161
FIGURA 104	– CURVAS DE NÍVEL DA CUNHA DA BRECHA 5 E $S_U = 0,114$ kPa.....	162
FIGURA 105	– CURVAS DE NÍVEL DA CUNHA DA BRECHA 5 E $S_U = 0,097$ kPa.....	162
FIGURA 106	– CURVAS DE NÍVEL DA CUNHA DA BRECHA 5 E $S_U = 0,058$ kPa.....	163
FIGURA 107	– CURVAS DE NÍVEL DA CUNHA DA BRECHA 5 E $S_U = 0,040$ kPa.....	163

LISTA DE QUADROS

QUADRO 1 – ETAPAS DE BENEFICIAMENTO DO MINÉRIO E GERAÇÃO DE REJEITOS	31
QUADRO 2 – FATORES DE SEGURANÇA SUGERIDOS POR CONDIÇÕES DE PROJETO	61
QUADRO 3 – MÉTODOS DE ESTABILIDADE DE TALUDE	71
QUADRO 4 – PARÂMETROS DE SIMILITUDE PROTÓTIPO VERSUS MODELO FÍSICO	81

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	19
1.1.	APRESENTAÇÃO DO PROBLEMA.....	20
1.2.	HIPÓTESES.....	21
1.3.	JUSTIFICATIVA.....	21
1.3.1.	Ambientais	22
1.3.2.	Econômicos	23
1.3.3.	Sociais	23
1.3.4.	Tecnológicas	24
1.4.	OBJETIVO.....	25
1.5.	PREMISSAS DE ANÁLISE.....	25
2.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	26
2.1.	ASPECTOS GERAIS DOS REJEITOS MINERAIS	26
2.1.1.	Beneficiamento do minério	29
2.1.2.	Disposição de rejeitos	32
2.1.3.	Deposição de rejeitos	35
2.2.	CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DO REJEITO MINERAL.....	37
2.3.	BARRAGEM DE REJEITO MINERAL – CONCEITOS, FUNÇÕES E MÉTODOS CONSTRUTIVOS	40
2.3.1.	Método de Montante (<i>upstream</i>).....	42
2.3.2.	Método de Jusante (<i>downstream</i>).....	44
2.3.3.	Método de Linha de Centro (<i>centerline</i>).....	45
2.3.4.	Método Misto	46
2.4.	POLÍTICA NACIONAL DE SEGURANÇA DE BARRAGENS (PNSB).....	47
2.5.	ASPECTOS RELACIONADOS A RUPTURA DE BARRAGENS.....	49

2.6.	MECANISMOS DA FALHA DE RUPTURA	55
2.6.1.	Galgamento (<i>Overtopping</i>)	56
2.6.2.	Erosão interna (<i>piping</i>) e infiltração	57
2.6.3.	Defeitos de fundação	59
2.6.4.	Instabilidade de taludes	60
2.6.5.	Terremotos	62
2.7.	FORMAÇÃO DE BRECHA DE RUPTURA.....	64
2.8.	ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDE	68
2.8.1.	Método do talude infinito.....	71
2.8.2.	Método do talude finito	73
2.9.	FATOR DE ESCALA – REPRESENTATIVIDADE MODELO REDUZIDO VERSUS PROTÓTIPO.....	74
2.9.1.	Fator de escala geométrico	77
2.9.2.	Fator de escala dos grãos.....	78
2.9.3.	Fator de escala cinemático e dinâmico	80
2.10.	MÉTODO DE OLSON E STARK.....	81
2.10.1.	Susceptibilidade de liquefação	83
2.10.2.	Ativação do mecanismo de liquefação	84
2.10.3.	Estabilidade pós ativação do mecanismo de liquefação.....	87
2.11.	CASOS HISTÓRICOS DE RUPTURA DE BARRAGENS DE REJEITOS...	89
3.	MATERIAIS E MÉTODOS.....	91
3.1.	ESCOLHA DO MATERIAL	91
3.2.	CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DO MATERIAL	92
3.3.	AValiação da Resistência ao Cisalhamento Não- Drenada em Função do Ensaio da Caixa L.....	94
3.4.	VALIDAÇÃO DO MODELO FÍSICO A PARTIR DO ENSAIO DE	

PALHETA.....	96
3.5. CONSTRUÇÃO DO MODELO REDUZIDO TESTE	100
3.6. CONSTRUÇÃO DO MODELO REDUZIDO DEFINITIVO.....	101
3.7. PROCEDIMENTOS E CENÁRIOS SIMULATÓRIOS DO MODELO REDUZIDO.....	103
3.8. LEVANTAMENTO PLANIALTIMÉTRICO DO MODELO REDUZIDO	106
3.9. CÁLCULO DO FUNDO CUNHA ROMPIDA.....	111
3.10. CÁLCULO DE TALUDES DA CUNHA ROMPIDA.....	112
3.11. CÁLCULO DO VOLUME DO MATERIAL ROMPIDO	113
4. RESULTADOS E ANÁLISES	115
4.1. CARACTERIZAÇÃO DA BENTONITA.....	115
4.2. VALIDAÇÃO DO MODELO FÍSICO	117
4.3. AVALIAÇÃO DO PESO ESPECÍFICO EM FUNÇÃO DA VARIAÇÃO DO TEOR DE UMIDADE DO MATERIAL (CAIXA L)	118
4.4. AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO NÃO- DRENADA EM FUNÇÃO DA VARIAÇÃO DO TEOR DE UMIDADE DO MATERIAL	119
4.5. RELAÇÃO ENTRE O FATOR DE TRIDIMENSIONALIDADE (K_s) E A RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO NÃO DRENADA (S_u)	119
4.6. RELAÇÃO ENTRE h/H E A RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO NÃO DRENADA (S_u).....	122
4.7. AVALIAÇÃO DO VOLUME TRANSFERIDO EM FUNÇÃO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO NÃO DRENADA (S_u) E DA GEOMETRIA DA BRECHA (L_m)	123
CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	126
SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS	129
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	130
APÊNDICE I – MATERIAIS E MÉTODOS DA PESQUISA.....	140
APÊNDICE II –MODELAGEM TRIDIMENSIONAL DO RELEVO DA	

CUNHA PÓS RUPTURA EM MODELO FÍSICO ATRAVÉS DO SURFER 3D®	142
APÊNDICE III – AVALIAÇÃO DA TOPOGRAFIA DA CUNHA PÓS-RUPTURA 2D.....	153
APÊNDICE IV – SEÇÕES LONGITUDINAIS DA CUNHA RUPTURA - BRECHA 1 E $S_U = 0,159$ kPa.....	164
APÊNDICE V – SEÇÕES LONGITUDINAIS DA CUNHA RUPTURA - BRECHA 1 E $S_U = 0,087$ kPa	165
APÊNDICE VI – SEÇÕES LONGITUDINAIS DA CUNHA RUPTURA - BRECHA 1 E $S_U = 0,067$ kPa.....	166
APÊNDICE VII – SEÇÕES LONGITUDINAIS DA CUNHA RUPTURA - BRECHA 1 E $S_U = 0,038$ kPa.....	167
APÊNDICE VIII – SEÇÕES LONGITUDINAIS DA CUNHA RUPTURA - BRECHA 2 E $S_U = 0,140$ kPa	168
APÊNDICE IX – SEÇÕES LONGITUDINAIS DA CUNHA RUPTURA - BRECHA 2 E $S_U = 0,088$ kPa.....	169
APÊNDICE X – SEÇÕES LONGITUDINAIS DA CUNHA RUPTURA - BRECHA 2 E $S_U = 0,063$ kPa	170
APÊNDICE XI – SEÇÕES LONGITUDINAIS DA CUNHA RUPTURA - BRECHA 2 E $S_U = 0,033$ kPa.....	171
APÊNDICE XII – SEÇÕES LONGITUDINAIS DA CUNHA RUPTURA - BRECHA 3 E $S_U = 0,124$ kPa.....	172
APÊNDICE XIII – SEÇÕES LONGITUDINAIS DA CUNHA RUPTURA - BRECHA 3 E $S_U = 0,090$ kPa	173
APÊNDICE XIV – SEÇÕES LONGITUDINAIS DA CUNHA RUPTURA - BRECHA 3 E $S_U = 0,062$ kPa	174
APÊNDICE XV – SEÇÕES LONGITUDINAIS DA CUNHA RUPTURA - BRECHA 3 E $S_U = 0,040$ kPa.....	175
APÊNDICE XVI – SEÇÕES LONGITUDINAIS DA CUNHA RUPTURA - BRECHA 4 E $S_U = 0,119$ kPa	176
APÊNDICE XVII – SEÇÕES LONGITUDINAIS DA CUNHA RUPTURA - BRECHA 4 E $S_U = 0,076$ kPa	177
APÊNDICE XVIII – SEÇÕES LONGITUDINAIS DA CUNHA RUPTURA - BRECHA 4 E $S_U = 0,067$ kPa	178

APÊNDICE XIX – SEÇÕES LONGITUDINAIS DA CUNHA RUPTURA - BRECHA 4 E $S_U = 0,037$ kPa	179
APÊNDICE XX – SEÇÕES LONGITUDINAIS DA CUNHA RUPTURA - BRECHA 5 E $S_U = 0,0114$ kPa	180
APÊNDICE XXI – SEÇÕES LONGITUDINAIS DA CUNHA RUPTURA - BRECHA 5 E $S_U = 0,097$ kPa	181
APÊNDICE XXII – SEÇÕES LONGITUDINAIS DA CUNHA RUPTURA - BRECHA 5 E $S_U = 0,058$ kPa	182
APÊNDICE XXIII – SEÇÕES LONGITUDINAIS DA CUNHA RUPTURA - BRECHA 5 E $S_U = 0,040$ KPa.....	183

1. INTRODUÇÃO

O setor minerário brasileiro possui uma considerável participação na economia da sociedade. Além da geração de empregos, disponibiliza matéria-prima para confecção de bens duráveis e não duráveis para a população. Segundo o Portal Brasil (2014), o setor movimentou R\$ 3,5 trilhões em receita anual bruta mundial, o que representa algo em torno de 5% do PIB global. De acordo com a mesma fonte, só no Brasil, em 2013, a participação de bens minerais nas exportações foi de 23,5%. No PIB do setor mineral, que foi U\$ 85 bilhões, os bens minerais representaram algo em torno de 4% de participação no PIB nacional.

A atividade de mineração gera o volume de milhões de metros cúbicos de volumes de materiais extraídos e movimentados no processo de beneficiamento, no caso o rejeito, sendo a quantidade de resíduo dependente do processo utilizado na extração, da concentração da substância mineral estocada e da localização da jazida. A quantificação deste material é complexa devido à diversidade de operações e tecnologias utilizadas no processo de extração e beneficiamento. No *site* eletrônico do Instituto de Pesquisas tecnológicas (IPT, 2016), a pesquisadora Sandra Lucia Moraes citou que o montante de rejeitos gerado pode ser estimado a partir da diferença da produção bruta e da produção beneficiada, salvo alguns casos. Com isso, para cada tonelada de minério de ferro processado, em torno de 0,4 a 0,6 toneladas são rejeitos. Utilizando essa faixa de rendimento, as projeções para o período de 2010 a 2030 apontam que o beneficiamento contribuirá para 41% da produção de rejeitos minerais.

Dentre as alternativas de deposição de rejeitos existentes, as mineradoras optam por construir diques e estocam este material concomitantemente à produção mineral chamados barragens de rejeitos, todavia, se construído ou concebido de forma inadequada essas estruturas representam um grande risco para sociedade, meio ambiente e também para a economia. Geralmente esses materiais possuem incertezas quanto ao seu comportamento mecânico, seja pela baixa resistência ao cisalhamento e permeabilidade variável, sendo necessário o monitoramento contínuo do material ao longo do processo construtivo e operacional.

Lazarim (2015) citou que após as rupturas das barragens de rejeito mineral da Mineração Rio Verde em 2001 e da indústria de papel Cataguases em 2003, o governo federal passou a atuar de forma mais consistente e incisiva com relação às questões de segurança de barragens, de forma tal que em 2010 foi criada a Lei Ordinária 12.334 denominada Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB). Essa política institui a implantação de planos

de ações emergenciais (PAE) para barragens de rejeitos e reservação dependendo das condições técnicas da barragem e dos possíveis impactos ambientais e socioeconômicos gerados em um evento de ruptura, a fim de garantir padrões mínimos de segurança e reduzir a possibilidade de acidentes envolvendo esse tipo de estrutura.

Em termos de barragens de reservação de água, as avaliações de evento de ruptura de barragem (*dam break* ou *dam failure*) são realizadas com a abordagem hidrodinâmica cujo foco é entender o potencial efeito da inundação através de parâmetros relativos ao cálculo de cotas máximas inundadas, de velocidades e descargas máximas obtidas por modelos de onda de propagação. Entretanto essa abordagem é inapropriada em barragens de rejeitos devido a existência de propriedades físicas distintas do material contido à montante em comparação às barragens de reservação de água, portanto há necessidade de se compreender o comportamento da transferência de massa do rejeito mineral usando uma abordagem geotécnica, o que constitui uma avaliação mais realística do evento.

Com isso, esta pesquisa tem como objetivo desenvolver um estudo teórico/empírico para avaliação do volume liberado de material mineral do reservatório de uma barragem de rejeito em cenários simulatórios de ruptura utilizando a bentonita como material contido.

1.1. APRESENTAÇÃO DO PROBLEMA

Comumente em avaliações de *Dam break* ou de área afetada após rompimento de barragem de rejeitos, as tratativas referentes à abrangência do dano são realizadas em função de uma abordagem hidrodinâmica, entretanto esse modelo possui parâmetros e comportamentos que são conservadores e não condizentes com a realidade. Nessa forma de avaliação, o material rompido se comporta como um fluido não newtoniano (fluido com uma determinada viscosidade cujas taxas de deformações não são proporcionais às tensões cisalhantes), porém em condições reais o fenômeno é de natureza geotécnica.

Além disso, baseado nos estudos de Lucia (1981) e Lazarim (2015) para avaliação de espalhamentos, alguns questionamentos podem ser feitos em relação a concepção do estudo de transferência de volume, sendo eles: a abordagem do equilíbrio limite pode ser estabelecida para avaliar a liberação do rejeito mineral na ruptura do trecho montante da barragem? Qual a influência da largura média da brecha na liberação do rejeito na fase de ruptura? Qual a magnitude da influência da resistência ao cisalhamento não-drenada na avaliação da liberação do rejeito do trecho montante?

1.2. HIPÓTESES

A avaliação de liberação de rejeito a partir do modelo em escala reduzida combinado à modelagem numérica baseada na teoria do equilíbrio limite demonstrou ser uma alternativa de baixa complexidade e boa eficiência comparado ao modelo físico de Lucia (1981) (LAZARIM, 2015). Com isso é possível estabelecer de forma hipotética que um estudo com mesma abordagem represente o que seria a massa rompida da barragem de rejeitos em acidente, de forma dinâmica, menos complexa e fidedigna ao evento usando como referência simulações em modelo reduzido.

Lazarim (2015) com base em experimentos em modelo físico concluiu que a área inundada aumenta com o teor de umidade do rejeito. Além disso, com o aumento da declividade do talvegue, as distâncias de espalhamento foram maiores. Logo, a resistência ao cisalhamento não drenada provavelmente também exerce influência na liberação de material do trecho montante.

Collischonn e Tucci (1997) realizaram uma análise de sensibilidade do modelo de formação de brecha pré-determinada a partir do DAMBRK® concebido por Fread (1981) e concluíram que os parâmetros mais relevantes na inundação foram o nível inicial da água no reservatório e o tamanho da brecha. Baseado neste estudo, a variação do tamanho da brecha pode representar uma variável impactante na transferência de material mineral durante a ruptura de uma barragem de contenção de rejeitos.

1.3. JUSTIFICATIVA

Segundo Collischonn e Tucci (1997), a ruptura de uma barragem constitui um evento que pode advir de várias causas, sendo a avaliação dos seus potenciais impactos um processo preventivo que faz parte das ações de planejamento da defesa civil.

Baseado no levantamento de 25 casos históricos de barragens de rejeitos, Lucia (1981) afirmou que uma gama de falhas em função da liquefação de barragens de rejeitos e do represamento de resíduos e aterros ocorreu resultando em diferentes graus de danos. Dependendo da altura, do tipo de material, do método construtivo e da causa de falha de ruptura, a variação de transferência de massa é significativa.

Ainda que as ocorrências de ruptura de barragens sejam consideradas relativamente raras, dada a baixa probabilidade de ocorrência, os riscos ainda sim são altos, visto que o impacto gerado pelo evento é de grande magnitude na sociedade, na economia e no meio

ambiente.

1.3.1. Ambientais

O evento de ruptura de barragem representa uma causa de devastação da fauna e da flora de uma determinada região. Poemas (2016) afirmou que além de perdas humanas há o desencadeamento de mortes de animais domésticos e silvestres, assim como destruição do rio, mata ciliar e de áreas de preservação permanente.

Em relação à barragem de Fundão, em Mariana-MG, a ruptura ocasionou o espalhamento de 50 milhões de metros cúbicos de resíduos não perigosos e não inertes, segundo os critérios da NBR 10.004 (ABNT, 2004). Deste volume espalhado, 34 milhões de metros cúbicos foram lançados no ambiente e nas adjacências da barragem; os 16 milhões restantes continuam sendo transportados pelo rio à jusante até atingir o mar no trecho referente ao estado do Espírito Santo (IBAMA, 2015).

De acordo com IBAMA (2015), o impacto gerado ao meio ambiente nesse evento foi bastante representativo, visto que 1.469 hectares de matas ciliares ao longo de 77 km de rio, incluindo as áreas de preservação permanente (APP's), foram destruídas. Além disso houve uma considerável destruição da vegetação nativa da Mata Atlântica em uma área aproximada de 748 hectares, assim como foi afetada a vida dos microrganismos marinhos uma vez que não foram encontrados no ambiente *fitoplanctons*, *zooplactons* e organismos bentônicos. Com a mistura do rejeito à água, a qualidade da água foi afetada pela alteração do teor de metais totais e de metais dissolvidos.

IBAMA (2016) informou que o acidente além de afetar o ciclo de desova da tartaruga cabeçuda, espécie em fase de extinção, gerou ainda a mortandade de três toneladas de peixes no rio Doce e de meia tonelada de peixes no mar próximo a foz. Com a liberação do rejeito nos corpos hídricos, houve uma grande concentração de carga de material de sólido em suspensão, que, por sua vez, entupiu as lamelas secundárias das brânquias dos peixes. Apenas no Espírito Santo, houve a morte de pouco menos de 7.300 peixes. Os danos causados pela ruptura da barragem de Fundão-MG atingiram aproximadamente 663 km de corpos d'água nos estados de Minas Gerais e Espírito Santo.

Outro exemplo é a barragem de contenção de rejeito da mineradora Cataguazes despejou, ao romper, 1,2 bilhões de litros de rejeitos de material tóxico no rio da Pomba em Paraíba do Sul. Além disso, em 2006, 400 milhões de litros de rejeitos atingiram um córrego da região e chegaram ao estado do Rio de Janeiro (PMRG, 2012 *apud* VALERIUS, 2014).

Considerando as informações supracitadas, faz-se necessário que sejam realizadas pesquisas relativas liberação de rejeito com o intuito de estabelecer parâmetros e subsidiar informações para estimar a recuperação de áreas degradadas, assim como a recuperação dos mananciais hídricos nas adjacências.

1.3.2. Econômicos

Segundo Wolney (2016), a ruptura da barragem de Fundão constitui um dos maiores desastres ambientais da história brasileira pois a lama atingiu o Rio Doce, cuja bacia abrange e abastece 230 municípios de Minas Gerais e Espírito Santo. A recuperação do município será a longo prazo e demandará grandes investimentos, haja visto, que, além da grande área atingida pela ruptura da barragem, os danos à infraestrutura local foram avaliados, pela prefeitura de Mariana, em torno de 100 milhões de reais. Segundo o site do Ministério do Meio Ambiente (2015), além dos 250 milhões de reais em multas aplicadas pelo IBAMA, o governo federal formalizou um acordo entre a União, os governos de Minas Gerais e do Espírito Santo e a mineradora Samarco para a recuperação da bacia do rio Doce. O acordo consiste em investimentos de cerca de 20 bilhões de reais num período de 10 anos, que serão aplicados em ações para a recuperação integral dos danos sociais, econômicos e ambientais causados na bacia. Foram estimados recursos no valor de 4,1 bilhões de reais para investimento em medidas compensatórias em um período de 15 anos. Além disso, 4,4 bilhões de reais devem ser disponibilizados pela Samarco, para a etapa de recuperação, até 2018. A ruptura da barragem de Fundão afetou 41 municípios e acarretou no desemprego de 1249 pescadores (IBAMA, 2015).

Dessa forma, estudos e pesquisas acerca do tema podem melhorar a precisão da avaliação dos danos e prejuízos materiais gerados pelo colapso de barragens de rejeitos, seja na avaliação dos custos de medidas reparatórias, como planos de manejo de rejeitos liberados em rupturas de barragens (envolvendo processos de escavação, dragagem, transportes e outros) ou na mesmo na avaliação dos custos de medidas compensatórias, como subsídio para estimar valores de seguros de imóveis e de auxílio financeiro para as famílias, dentro de uma faixa de tempo, até que se reestabeleça a ordem local.

1.3.3. Sociais

Segundo Valerius (2014), no ano de 2006, no município de Miraí em Minas Gerais,

houve uma ruptura que descarregou 400 milhões de litros de rejeito nos córregos da região chegando a atingir o estado do Rio de Janeiro. Em 2007 uma nova ruptura ocorreu e despejou um volume de dois bilhões de litros de lama em corpos hídricos da região, desalojando 30% da população e atingindo outros quatro municípios. A barragem de rejeitos da mineradora Rio Verde, entre outros danos causou a morte de cinco operários. Por fim, no ano de 2014, a ruptura da barragem de mineradora Herculano, em Minas Gerais, gerou a morte de três trabalhadores, além de causar contaminação dos córregos Silva, do Eixo e do rio Itabirito.

Em 2015, o instituto de estudos avançados da universidade de São Paulo publicou uma notícia cujo professor Pedro Jacobi anuncia que após a ruptura da Barragem de Fundão 80% das 207 casas do subdistrito de Bento Rodrigues foram atingidas. Considerando o dano do evento, as pequenas comunidades de pescadores artesanais, agricultores, populações indígenas e trabalhadores de ecoturismo deverão ser objeto de programa específico a fim de reestabelecer a ordem do ponto de vista da economicidade, habitação e outros a essas populações.

Segundo POEMAS (2016), dentre mortos e desaparecidos, trabalhadores subcontratados da Samarco e moradores de Bento Rodrigues, foram contabilizadas 19 pessoas e mais de 1.200 desabrigados. Aliado a isso, nas cidades de Bento Rodrigues, Paracatu de Baixo, Povoado de Gesteira e Barra Longa, que apresentam taxas acima de 60% de população negra, foram as que mais sofreram com perdas humanas, impactos materiais, simbólicos e psicológicos.

Para mitigar os efeitos ocasionados por um rompimento de barragem à população, este estudo pode vir a auxiliar na elaboração de planos de contingência, planos de recuperação urbana e de avaliação da extensão do dano gerado a partir da estimativa do volume de material liberado.

1.3.4. Tecnológicas

Atualmente, as simulações de ruptura de barragens ocorrem comumente através de uma abordagem hidrodinâmica, tratando o rejeito como um fluido com viscosidade, sendo incompatível às condições existentes dado o caráter geotécnico do fenômeno. Modelos físicos que contemplem o uso de técnicas de fotogrametria digital com processamento de superfícies em *MatLab®* podem representar um método inovador para descrição e avaliações de *dam break*, uma vez que a possibilidade de controle dos parâmetros de estudos concomitante à observância de custos é excessivamente menor em relação aos estudos feitos com protótipos.

1.4. OBJETIVO

O objetivo geral da pesquisa é desenvolver um estudo teórico/empírico para avaliação do volume liberado de material mineral existente no reservatório de uma barragem de rejeito em cenários simulatórios de ruptura utilizando como material construtivo a bentonita. O estudo proposto baseia a previsão dos taludes na teoria do equilíbrio limite e em parâmetros de resistência.

Os objetivos específicos do trabalho contemplam:

- Avaliar o efeito da resistência ao cisalhamento não drenada (S_u) do rejeito como um parâmetro de estudo para avaliação da ruptura da barragem;
- Avaliar o efeito da largura média da brecha na liberação do rejeito na fase de ruptura da barragem.

1.5. PREMISSAS DE ANÁLISE

O presente trabalho realizará a avaliação de transferência de massa pós ruptura de uma barragem de rejeitos com auxílio de modelo reduzido variando parâmetros resistência e geometria da brecha restringindo os seguintes aspectos:

- a) efeitos sísmicos no trecho montante da barragem;
- b) efeito da temperatura na viscosidade do material de rejeito;
- c) método de lançamento, direção do movimento de espalhamento e grau de compactação do rejeito;
- d) efeito da inclinação do talvegue na liberação do rejeito;
- e) efeito do recalque na fundação;
- f) transferência do material fora da cunha (ao entorno);
- g) presença de água no reservatório da barragem.

Cabe ressaltar que toda a avaliação foi realizada em um modelo reduzido, onde o efeito escala constitui um item determinante na incerteza do estudo.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo serão mostrados os aspectos relevantes da bibliografia que trazem informações acerca das características dos rejeitos mineiras, das conceituações sobre este tipo de estrutura, dos métodos construtivos, dos mecanismos de falhas e dos aspectos da legislação vigentes da Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), entre outros.

2.1. ASPECTOS GERAIS DOS REJEITOS MINERAIS

Os minerais fazem parte dos recursos naturais ao lado das terras para agricultura, das águas (de superfície e subterrânea), biodiversidade etc. Qualquer atividade agrícola ou industrial, no campo da metalurgia, da indústria química, da construção civil ou do cultivo da terra, utiliza os minerais ou seus derivados. Os fertilizantes, os metais e suas ligas, o cimento, a cerâmica, o vidro, são todos produzidos a partir de matérias-primas minerais.

A mineração compreende um conjunto de atividades destinadas a pesquisar, descobrir, mensurar, extrair, tratar ou beneficiar e transformar recursos minerais de forma a torná-los benefícios econômicos e sociais. Para tanto, tais atividades incitam alterações físicas à paisagem decorrente de suas atividades através de aberturas das cavas, disposição de material estéril (ou inerte ou não aproveitável) proveniente do decapeamento superficial e da disposição de rejeitos decorrentes dos processos químicos e físicos durante o beneficiamento.

Luz *et al.* (2010) conceituam o minério como “ toda rocha constituída de um mineral ou agregado de minerais contendo um ou mais minerais valiosos, que podem ser aproveitados economicamente”. Boscov (2008) citou que o processo de obtenção do minério subdivide-se em lavra e beneficiamento, sendo a lavra a etapa referente à extração do minério da jazida, e o beneficiamento refere-se à concentração ou purificação do minério com intuito de retirar o material economicamente viável. A autora também afirmou que este processo tem a finalidade de regularizar o tamanho dos fragmentos, remover materiais sem valor comercial e promover a qualidade do produto final.

Em termos de definição destes processos é possível estabelecer que:

- a) A lavra consiste na extração do minério que pode ser feito a céu aberto ou subterrâneo;
- b) O beneficiamento é um conjunto de processos aplicados aos minérios que visa “modificar a granulometria, a concentração relativa das espécies minerais

presentes ou a forma, sem contudo modificar a identidade química ou física dos minerais”.(LUZ ET AL., 2010).

Galvão (2014) afirmou que o minério que é extraído durante a operação de lavra não apresenta uma concentração adequada para ser comercializado, estando composto por minerais úteis (ferro concentrado) e minerais de ganga, que corresponde à porção mineral sem valor econômico ou com pequeno valor econômico que ocorrem agregados ao mineral-minério, ou seja, os resíduos.

Oliveira Filho e Abrão (2015) definem o resíduo mineral como “o principal produto associado ao beneficiamento mineral”. Os resíduos são todos os materiais gerados antes (lavra) e após o processo de beneficiamento do minério, sendo de modo geral, pilhas de minérios pobres, estéreis, rochas, sedimentos, solos, aparas e lamas das serrarias de mármore e granito, as polpas de decantação de efluentes, as sobras da mineração artesanal de pedras preciosas e semipreciosas (principalmente em região de garimpos) e finos e ultrafinos não aproveitados no beneficiamento”.

De forma geral, os resíduos da mineração se diferenciam dos produzidos em outros setores, basicamente por haver resíduos sólidos da extração (estéril) e do beneficiamento (rejeitos). Robertson *et al.* (1985) define o estéril como “um agregado composto de um ou mais minérios, retirado para liberar o minério desprovido de valor econômico, sendo um produto minerado, mas que não é processado antes do destino em pilhas de estéril”. O mesmo constitui um material proveniente do decapeamento da mina até atingir os veios minerais, sendo correspondente a extração do material sem nenhum valor agregado obtido a partir das atividades de lavra.

Raramente os minerais se encontram puros na natureza, sendo geralmente e cada vez mais encontrados em pequenas concentrações no minério bruto. Desta forma, durante o processo de beneficiamento há geração de resíduos denominados “rejeitos de mineração”. Luz *et al.* (2010) definem rejeito como “a fração do minério destituída de mineral útil ou de valor econômico, obtida por processo de beneficiamento mineral”.

Segundo Espósito (2000), os rejeitos representam materiais residuais oriundos do beneficiamento dos minérios explorado, que se apresentam de duas maneiras, após a fase de beneficiamento:

- rejeitos de granulometria fina ($\varnothing < 0,074\text{mm}$);
- rejeitos de granulometria grossa ($\varnothing > 0,074\text{mm}$).

Os rejeitos podem variar, conforme o tipo de minério lavrado e o beneficiamento adotado. Aqueles de caráter granular (areias finas a médias) possuem alta permeabilidade, baixa compressibilidade e alta resistência ao cisalhamento. Já os rejeitos com consistência de lama (siltes e argilas) tendem a possuir difícil sedimentação, alta plasticidade e compressibilidade (LAZARIM, 2015).

A constituição dos rejeitos é caracterizada pela fração líquida e sólida restrita a um intervalo de 30% a 50%, sendo que as características químicas da água, liberada pela polpa, podem ter influências na disposição final do rejeito (VICK¹, 1983 *apud* ALBUQUERQUE, 2004).

Lazarim (2015) citou que o mineral pode ser realizado sob dois estados, dependendo da forma a qual for transportado, sendo eles:

- sólido (granel ou pasta), de modo que o transporte é realizado por correias transportadoras ou caminhões;
- líquido (polpa), onde é transportado por meio de tubulações. A partir da técnica do aterro hidráulico, este material é transportado por sistemas de bombas ou gravidade, de forma a ser deposto por tubulações ou hidrociclones².

As polpas representam sólidos particulados em suspensão em água para que se constitua o transporte de massa em tratamento de minérios. Para tanto devem ser consideradas as questões reológicas do rejeito devido, segundo Soares (2010), a alta abrasividade, com alta viscosidade e percentagem de sólidos que varia entre 15 e 55%. Em geral, o emprego de espessadores convencionais possibilita a obtenção de polpas com percentagens de sólidos na faixa entre 40 e 50%.

Chammas³ (1989 *apud* LAZARIM, 2015) citou que geralmente no Brasil o processo de deposição do rejeito mineral é comumente realizado sob o estado líquido (polpa), sendo que este material pode apresentar três comportamentos distintos: comportamento sobrenadante; comportamento semilíquido ou semi-viscoso e por fim comportamento de solo (rejeito em fase de adensamento). As polpas representam sólidos particulados numa

¹VICK, S. G.. **Planning, Design and Analysis of Tailings Dams**. Nova York: John Wiley & Sons, 1983.

² O Conselho Nacional de Recursos Hídricos – CNRH (2002), na resolução nº. 29, de 11 de dezembro de 2002, considera que além desses a disposição do material pode ocorrer também através de sistemas de disposição, ou seja, através de estruturas para acumular ou conter estes materiais de forma controlada.

³ CHAMMAS, R. **Nota de aula do curso de barragem de contenção de rejeito**. Ouro Preto, Minas Gerais, 1989.

suspensão em água para que se constitua o transporte de massa em tratamento de minérios.

Em outros países existe uma tendência para o adensamento dos rejeitos. A disposição de rejeitos na forma de polpa de alta densidade, pastas minerais ou tortas apresenta vantagens consideráveis e representa alternativas às práticas convencionais (GUIMARÃES, 2011).

2.1.1. Beneficiamento do minério

Segundo Luz *et al.* (2010), o tratamento ou beneficiamento de minérios consiste nas modificações dos bens minerais que alteram a granulometria e a concentração relativa das espécies minerais, sem alterar, porém, sua identidade química ou física. Galvão (2014) citou que o beneficiamento tem o objetivo de reduzir e regularizar a granulometria, retirar matérias sem importância econômica e consequentemente obter um produto de qualidade desejável ao final do processo.

Galvão (2014) afirmou que, para maioria dos minérios, o beneficiamento é iniciado com a fragmentação do mineral por meio de processos físicos de britagem e moagem. Chaves e Peres (2012) afirmaram que estes processos são conhecidos como operações de cominuição que têm como objetivo reduzir a granulometria das partículas minerais com o intuito de controlar o tamanho máximo das partículas e reduzir o excesso de finos. Desta forma, o manuseio do material, logística, utilização do material e separação dos minerais úteis dos minerais de *ganga* são possíveis.

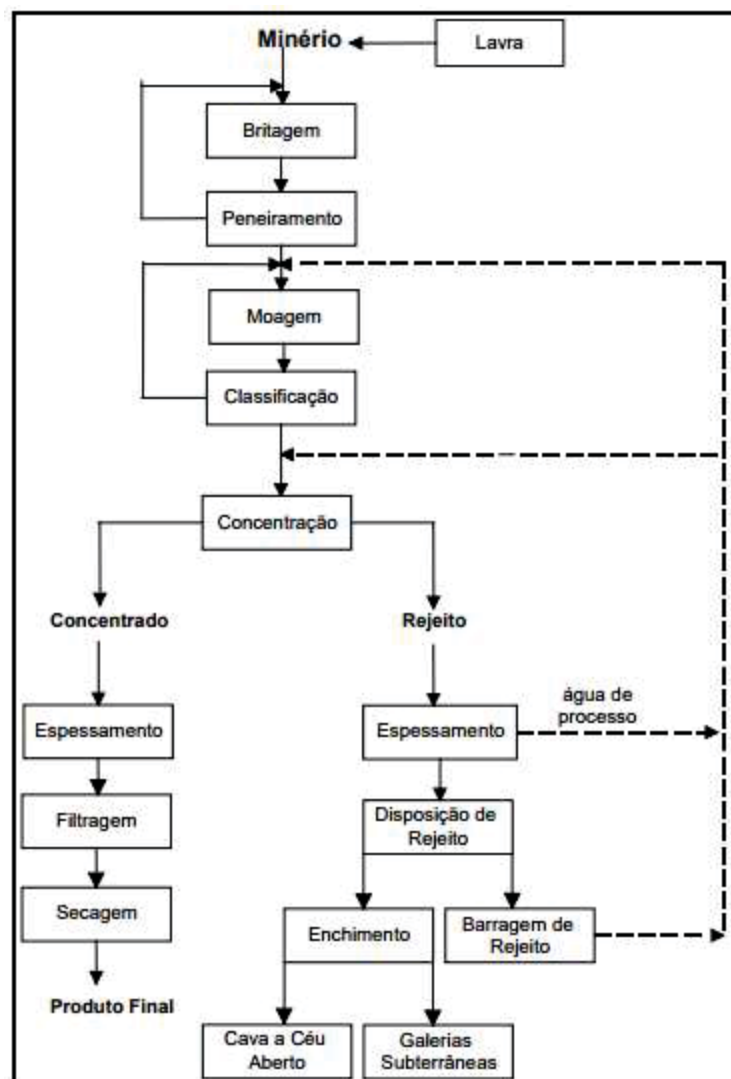
Os autores afirmaram que na britagem as partículas grosseiras sofrem ações de forças de compressão ou impacto, já a moagem restringe-se às frações mais finas e utiliza mecanismos de abrasão e arredondamento. Galvão (2014) citou que durante essas etapas é utilizado um grande volume de água com intuito de arrefecer a temperatura gerada pela energia liberada durante a quebra dos blocos. O produto desse processo é representado em forma de lama que por sua vez, a lama produzida na moagem é submetida a diversos processos físicos e químicos visando a separação do produto final (matéria-prima) do material residual (rejeito mineral). Vale informar que existem processos de beneficiamento distintos ao apresentado.

Além dos processos físicos comumente empregados, há casos utilização de processos químicos de retirada do minério, que consiste na inserção de compostos químicos potencialmente poluentes, como é o caso do uso de cianeto para beneficiamento do ouro e

uso de soda cáustica para beneficiamento da bauxita.

Luz *et al.* (2010) apresentaram o fluxograma básico (ver FIGURA 1) informando os processos comumente utilizados no tratamento do minério, desde o minério bruto “*run-of-mine*” até a disposição final do rejeito.

FIGURA 1– FLUXOGRAMA PADRÃO DE BENEFICIAMENTO DE ALGUNS MINERIOS



FONTE: LUZ *et al.* (2010).

Oliveira Filho e Abrão (2015) afirmou que no tratamento do minério há uma orientação de que os processos de britagem, estocagem em ilhas, ensilagem e o peneiramento grosseiro sejam realizado à seco, já as operações de peneiramento fino, moagem, classificação e as operações de concentração e separação, se deem na fase sólido à líquida, a fim de haver a formação da polpa (de produto e/ou rejeito).

Guimarães (2011) estabeleceu recomendações de frações granulométricas dos

rejeitos minerais partindo de etapas de beneficiamento da produção mineral no quadrilátero ferrífero brasileiro para determinados destinos discriminando o método de concentração e o tipo de produto obtidos, conforme o QUADRO 1.

QUADRO 1 – ETAPAS DE BENEFICIAMENTO DO MINÉRIO E GERAÇÃO DE REJEITOS

Fração	Método de concentração	Produto	Rejeito	Destinação do rejeito
(31,5 + 6,3) mm	-	Granulado	-	-
(6,3 + 1) mm	Jigagem	<i>Sinterfeed</i>	Rejeito da jigagem	Pilhas de rejeitos ou moagem e incorporação ao circuito
(1 + 0,15) mm	Concentração magnética ou espirais		Produto não magnético e/ou rejeito de espirais	Pilha de rejeitos ou barragens
(0,15) mm	Concentração magnética e/ou flotação	<i>Pellet feed</i>	Produto não magnético e/ou rejeito de flotação	Barragens
(0,010) mm	-	-	Lamas	Barragens

FONTE: Adaptado de GUIMARÃES (2011).

Como pode ser visto no QUADRO 1, a níveis granulométricos, após o beneficiamento do minério bruto *Run of Mine* (ROM) há geração de produtos classificados em: granulados (*lump* e hematitinha) e finos (*sinterfeed* e *pellet feed*). A classificação é baseada exclusivamente na granulometria dos produtos. O *pellet feed* apresenta granulometria menor que 0,15 mm, o *sinterfeed* entre 6,3 mm e 0,15 mm, enquanto os granulados entre 31,5 mm e 6,3 mm.

Em relação ao espessamento, Chaves *et al.* (2010) informou que tal etapa representa a separação de sólido-líquido de polpas através de sedimentação. Os espessadores são tanques cilíndrico-cônicos que podem ser de aço ou concreto, com presença de argila compactada no fundo e que possuem estrutura para recebimento pelo centro da polpa diluída (com 5% a 10% de sólidos), onde após a sedimentação ocorre a produção de um material adensado (*underflow*), com presença de 50% a 75% de sólidos. Concomitantemente a esse processo, ocorre o desaguamento do material cujo líquido sobrenadante transborda e é recolhido numa calha circundante ao tanque (*overflow*). Nesta etapa, o espessador possui a função de adensar o material até que atinja um determinado nível de consistência permitindo processos

posteriores de bombeamento, filtragem, condicionamento e outros.

2.1.2. Disposição de rejeitos

Em estruturas de barragens de rejeitos minerais, segundo U.S. Environmental Protection Agency (1994), os rejeitos de lama geralmente são transportados através de condutos, partindo da fábrica e indo até a área de deposição. D’Agostino (2008) afirmou que as técnicas de construção a partir de aterros hidráulicos são viáveis para disposição de rejeitos, uma vez que transporte via hidráulica forçada ou não (dutos, tubulações e canais) correspondem a técnicas de baixos custos de operação.

Do ponto de vista da disposição do rejeito, há três métodos consagrados, que podem combinar-se, para a descarga do material. São eles:

- Descarga de ponto único (“*Single Point Discharge*”);
- *Spiggoting*;
- Ciclonagem (“*Cycloning*”).

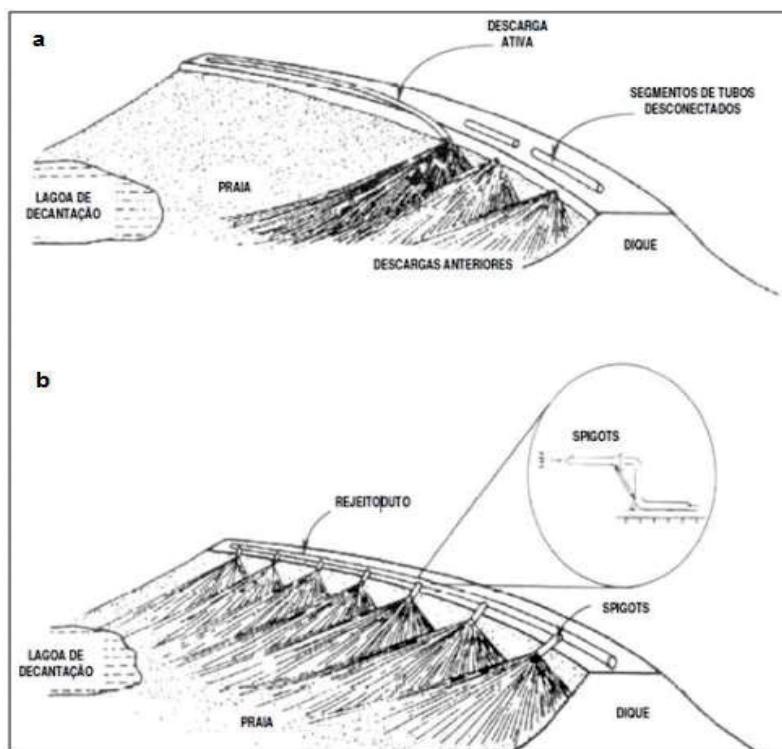
U.S. Environmental Protection Agency (1994) citaram que a técnica do *spiggoting* consiste em uma técnica de descarga de rejeito por meio de pequenos tubos que se originam a partir de múltiplos pontos em intervalos regulares. Fell *et al.* (2015) informam que a maioria dos rejeitos de minérios são dispostos com teores de umidade elevados após o espessamento, contendo entre 35% e 40% de sólidos. Na fase do espessamento ficam retidas faixas em torno de 50% a 60% de sólidos.

Luz *et. al* (2010) citaram que os *spigots* ficam posicionados ao longo da tubulação, normalmente espaçados a um faixa de 15 m a 45 m. Esse método possibilita a formação de suaves declives nas praias, através de segregação hidráulica, e consequentemente os parâmetros de resistência, permeabilidade e de densidade de acordo a distância do ponto de lançamento (U.S. ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY, 1994).

U.S. Environmental Protection Agency (1994) informou que, em teoria, para criar praias de barragens de rejeito mais uniformes, busca-se conseguir um fluxo uniforme, porém para que haja eficiência no processo, faz-se necessário a variação dos pontos de descarga. Essa técnica, além de pontos múltiplos, pode ser realizada em um ponto único, conforme a FIGURA 2. Os rejeitos transportados através de calhas e minerodutos, que através de descarga periférica, os rejeitos são depositados perto da crista da represa como lama. (LUCIA,1981)

A descarga de ponto único, consiste em uma técnica de descarga de rejeitos de extremidade aberta. Geralmente empregados em represamentos nos quais os rejeitos são destinados a trechos montantes da lagoa e da barragem (U. S ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY, 1994).

FIGURA 2 – MÉTODO DE LANÇAMENTO DE REJEITOS



FONTE: VASCONCELOS (2014)

LEGENDA: a) *Spigot* em ponto único;

b) *Spigots* em pontos múltiplos.

Albuquerque (2004) citou que a disposição de rejeitos em estado úmido é comumente feita a partir de lançamento direto por diques ou vales, sendo que estas estruturas são executadas a partir de um dique de partida de terra compactada ou enrocamento. Produz-se então, um aterro hidráulico através de alteamentos sucessivos com uso do próprio rejeito. Quando os resíduos são inertes, muitas vezes podem ser usados como material de dique (GERSCOVICH, 2012).

Albuquerque (2004) comentou que a disposição é bastante usual nas plantas industriais, ocorrendo por meio do lançamento direto dos resíduos na região da praia por um único ponto a partir do trecho da crista, sendo este procedimento um processo de segregação

de partículas bastante complexo que depende da velocidade de descarga, da concentração e de diferentes densidades dos minerais presentes no rejeito (sílicas e óxidos de ferro). Com isso, este método requer uma certa movimentação periódica da tubulação sobre a crista da barragem visando uniformizar suas seções ou usar *spigots* em pontos múltiplos.

Fell *et al.* (2015) citaram que quando as barragens são construídas pelo método de montante e linha de centro, é muito comum segregar a fração grosseira da fração fina com o uso de ciclonagem.

O método de ciclonagem consiste no uso de hidrociclones (ver FIGURA 3) para a classificação da granulometria dos rejeitos, podendo ocorrer próximo ou distante da planta de beneficiamento (LAZARIM, 2015). Araújo (2006) citou que em planta de lançamento, antes do descarte, busca-se reaproveitar uma parcela do minério no material.

Fell *et al.* (2015) discriminam duas formas para o método de ciclonagem:

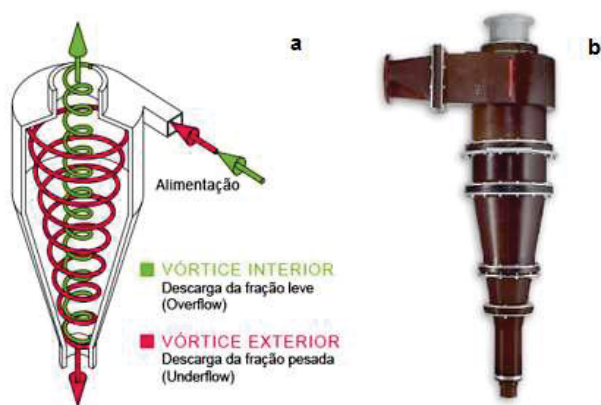
- a) Ciclonagem estacionária – é uma técnica de fácil de utilização em áreas sísmicas, de forma que a pilha de areia é transferida, através de um equipamento de movimentação de terra, e pode ser compactada. Esse material é gerado através de centrais de grades na proximidade da barragem;
- b) Ciclonagens de barragens – é a técnica mais comum, onde são instalados vários ciclones e o material mais granular (“*underflow*”) que pode se mover, assim como levantar.

U.S. Environmental Protection Agency (1994) informou que os ciclones são dispositivos mecânicos que utilizam a força centrífuga para a separação das frações finas e grosseiras da polpa, sendo que na medida em que a lama se move sob pressão, as partículas finas e a maior parte da água ascendem para a parte superior do equipamento e as partículas grosseiras movem-se em espiral para a parte inferior. Araújo (2006) afirmou que essas partículas seguem uma trajetória helicoidal e se direcionam para as paredes do ciclone devido à força centrípeta e, conseqüentemente, os finos se acumulam no centro do equipamento. Fell *et al.* (2015) citaram ainda que a eficiência deste método está atrelada a fatores inerentes a densidade real dos grãos, ao percentual de argila no rejeito, ao tamanho da partícula e do ciclone, a pressão, entre outros.

Albuquerque (2004) citou que a parcela relativa à granulometria mais fina, representada pela lama lançada no interior do reservatório, possui a nomenclatura de *overflow*, já as partículas mais granulares com características de resistência a cisalhamento e condutividade hidráulicas elevadas, podem ser chamadas de *underflow*. O *underflow* é

utilizado para construir aterros de rejeitos, enquanto o restante é descarregado por tubulações e separado para deposição. Entretanto, o *underflow* deve ser monitorado para avaliação das características da polpa e ajustes no equipamento de ciclonagem (U.S. ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY, 1994).

FIGURA 3 – ILUSTRAÇÃO ESQUEMÁTICA DO HIDROCICLONE



FONTE: AKW (2017)

LEGENDA: a) Esquema de funcionamento;
b) Detalhe do hidrociclone.

Existem outros métodos construtivos de barragens de rejeitos. Lucia (1981) citou a existência de métodos de disposição com caminhões fora de estrada, também conhecido como “end dumping”. Cuning e Hawley (2017) afirmaram que esta técnica é comumente utilizada em grandes minas onde grandes caminhões são usados para transportar, despejar e estocar resíduos de materiais e minérios. À medida que o caminhão volta para a crista do despejo, a caçamba é levantada e o material desliza para fora e próximo da faixa despejada anterior.

Essas técnicas podem ser explanadas em algumas referências literárias, como U. S. Environmental Protection Agency (1994); Ribeiro (2000); Gaioto (2003); Araújo (2006); D’Agostino (2008); Soares (2010); Fell et al., (2015); Lazarim (2015).

2.1.3. Deposição de rejeitos

De forma geral, é possível se dizer que os rejeitos podem ser depositos em:

a) minas subterrâneas;

- b) em cavas exauridas de minas;
- c) em pilhas;
- d) por empilhamento a seco (método “*dry stacking*”);
- e) por disposição em pasta;
- f) reuso de rejeito em materiais da construção civil;
- g) disposição de rejeitos submarinos ou em profundidade;
- h) em barragens de contenção de rejeitos (montante, a jusante ou linha de centro).

Entre os métodos de disposição, as barragens de contenção de rejeitos ainda são as mais usadas. Os diques de partida, como dito anteriormente, podem ser construídas utilizando-se solos, estéreis ou mesmo o próprio rejeito. Essa técnica é a mais utilizada pelas mineradoras devido às condições espaciais da mina, fluxo produtivo de exploração e custo, muito embora sejam soluções que necessitam de cuidados técnicos maiores justificados pelo dano potencial da ruptura destas estruturas.

Oliveira Filho e Abrão (2015) citaram que a deposição dos rejeitos pode ser realizada armazenando em superfícies, de forma subterrânea ou em grandes corpos d’ água. A técnica mais comum é a disposição em superfície subterrânea que pode ser convencional ou hidráulica. Os autores argumentam ainda que em disposições subterrâneas, após o vazio deixado na extração do material no subsolo pode ser preenchido com diversos materiais (em especial, estéreis e/ou rejeitos) da própria produção mineral, técnica esta denominada “*backfill*”.

Galvão (2014) comentou sobre duas formas de disposição: a céu aberto e subaquática. A primeira diz respeito a formação de pilhas de rejeito, no caso de descarte na forma sólida, em reservatórios contidos por diques (áreas planas ou com pequenas inclinações) ou barragens (vales) ou na própria mina, em cavas e/ou áreas já lavradas. A segunda é caracterizada pelo lançamento dos rejeitos diretamente no fundo dos mares, lagos ou reservatórios.

Ma, Schott e Lodewijks (2017) citaram que a disposição dos rejeitos submarinos (STD) consiste no descarte de rejeitos superficiais e de águas profundas dependendo da profundidade de descarga de rejeitos no oceano. A profundidade de descarga dos rejeitos minerais submarinos são realizadas através de canais ou sistemas de tubulações que injetam estes materiais em profundidades abaixo da superfície na faixa de 1000 a 1100m, ou seja, no fundo dos mares. A eliminação de rejeitos submarinos em águas profundas é inovado a partir da disposição dos rejeitos submarinos de superfície, considerando a turbidez do oceano, a penetração da luz, alteração do habitat bentônico e enterro dos organismos aquáticos.

Comparado com o descarte superficiais de rejeitos submarinos, a disposição de rejeitos submarinos de águas profundas tem melhor desempenho na proteção do *habitat* bentônico devido ao menor tempo de difusão, mistura e sedimentação dos rejeitos descarregados.

Existem pesquisas realizadas pela UFOP (Universidade Federal de Ouro Preto) que têm como interesse o reuso de rejeitos minerais para construção civil conforme estudos de Carvalho (2011), Bastos (2011), Dias (2016) e Batista *et al.* (2017).

Por fim, uma antiga prática comum de mineração de disposição era o lançamento de rejeitos em qualquer curso d'água, alternativa esta que gerava assoreamento e outras mudanças ambientais ao longo das drenagens naturais à jusante de minas. No Brasil, são poucos os locais, com exceção de garimpos clandestinos, que ainda fazem uso dessa prática. Um caso bastante conhecido é o da lavra de potássio em Sergipe, onde os rejeitos são lançados no fundo mar através de emissários submarinos (OLIVEIRA FILHO E ABRÃO, 2015).

2.2. CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DO REJEITO MINERAL

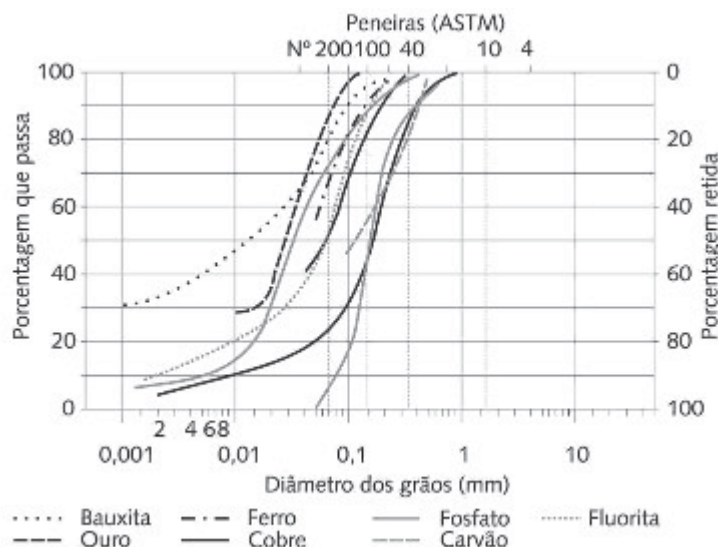
Fell *et al.* (2015) citaram que as propriedades dos rejeitos minerais podem diferir dependendo da sua derivação (fonte de extração) e do processo de mineração e oxidação do material. Luz *et al.* (2010) acrescentaram afirmando que comportamento geotécnico dos rejeitos está ligado às características do material, à natureza do depósito e à forma como foi depositado, que resultam em duas classes distintas de material: areias lançadas por mecanismos hidráulicos e lamas depositadas por sedimentação.

Os rejeitos finos geralmente são obtidos após a deslamagem do minério de ferro, na fase de concentração, sendo constituídos pelas frações de siltes e argilas. Oliveira Filho e Abrão (2015) citaram que os depósitos formados por rejeitos arenosos se encontram em estado de compacidade próximo ao fofo, principalmente aqueles oriundos de sedimentação de polpas fluídas (aterros hidráulicos). Em casos de depósitos de lamas, a densidade é uma propriedade que dependerá dos processos físicos de sedimentação, de adensamento por peso próprio e de ressecamento. Os trabalhos de Marcus (1997), Bjelkevik e Knutsson (2005) e Shamsai *et al.* (2007) elencaram as propriedades físicas de variados rejeitos minerais.

Abrão⁴ (1988 *apud* BOSCOV, 2008) ilustra as curvas granulométricas de rejeitos minerais encontrados em solo brasileiro, conforme a FIGURA 4.

⁴ABRÃO, P. C. **Disposição de rejeitos de mineração no Brasil**. Trabalho apresentado no Simpósio sobre barragens de rejeito e disposição de resíduos industriais e mineração, Rio de Janeiro, 1987.

FIGURA 4 – CURVAS GRANULOMÉTRICAS DE RESÍDUOS MINERAIS



FONTE: Adaptado de Abrão (1987 *apud* BOSCOV, 2008).

Fonseca e Villar (2014) através da caracterização dos rejeitos provenientes do quadrilátero ferrífero mineiro, obtiveram resultados relativos de índices de plasticidade de 11 %; de coeficiente de permeabilidade, para amostras compactadas, de $8,32 \times 10^{-7}$ cm/s e de índice de vazios de 1,4. O coeficiente de permeabilidade variou de 10^{-6} cm/s e 10^{-7} cm/s e o ângulo de atrito ficou entre 38° e 42° , dependendo do grau de saturação e do adensamento do rejeito. Lima (2008) elenca alguns valores de densidade real dos grãos em função dos efeitos de segregação das partículas provocado pelo método de despejo das torres e calhas, conforme a TABELA 1.

TABELA 1 – VALORES MÉDIOS DE DENSIDADE REAL DOS GRÃOS DE RESÍDUOS MINERAIS

Tipo de resíduo	Localização	Referência	G
Alumínio	Jamaica	Stinson (1981)	2,90 - 3,00
Alumínio	Alabama	Somogyi & Gray (1977)	2,84 - 3,16
Alumínio	Brasil	Villar (2002); Rodrigues e Moura (1992)	3,00 - 3,70
Ferro	Brasil	Albuquerque Filho, 2004	3,16 - 5,00

FONTE: Adaptado de BEDIN (2006 *apud* LIMA, 2008).

Bjelkevik e Knutsson (2005) estudaram algumas amostras de rejeito minerais das cidades da Suécia e chegaram aos valores médios expostos na TABELA 2.

TABELA 2 – VALORES MÉDIOS DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DE REJEITOS
MINEIRAIS DE JAZIDAS DE CIDADES DA SUÉCIA

Cidades	Minério	Peso específico do solo seco (kN/m ³)	Peso específico aparente (kN/m ³)	Peso específico (kN/m ³)	Porosidade (%)	Permeabilidade de (10 ⁻⁶ m/s)
Kiruna	Fe (Magnetita)	17,4	21,1	28,8	40	12,7
Svappavaara	Fe (Magnetita)	17,5	21,6	34,2	48	5,9
Malmberget	Fe (Magnetita e Hematita)	20,1	23,5	33,1	40	17,5
Aitik	Cu, Au, Ag	14,9	19,2	28,2	47	1,7
Boliden	Zn, Ag, Pb, Cu, Au	18,6	21,2	40,7	54	2,7
Garpenberg	Zn, Ag, Pb, Cu, Au	14,6	19,1	29,9	51	2,2
Zinkgruvan	Zn,Pb, Ag	15,4	18,6	28	45	11,7

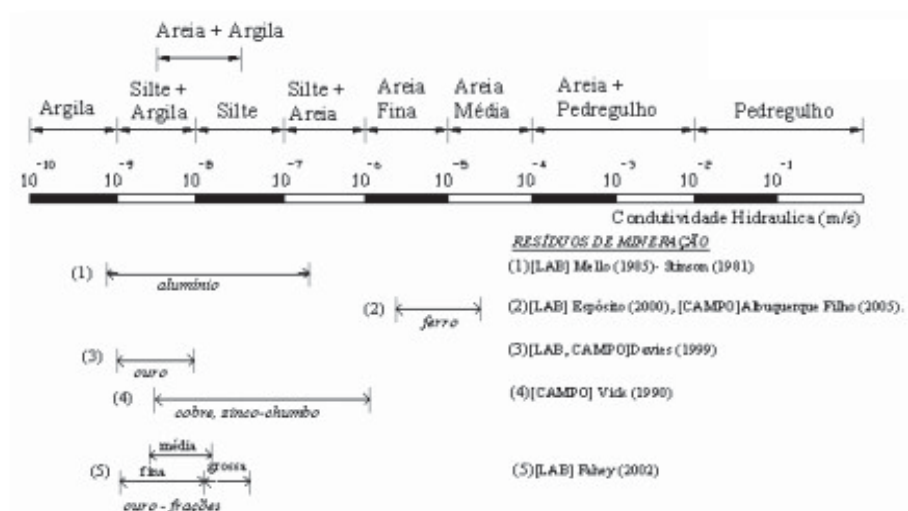
FONTE: Adaptado de BJELKEVIK e KNUTSSON (2005)

Com relação à textura dos grãos de rejeitos, essa se caracteriza por ser altamente variável, uma vez que está diretamente relacionada às especificidades do processo de beneficiamento. Rejeitos de minério de ferro com percentuais entre 10% e 50% de materiais sólidos, cuja densidade relativa (Gs) fica em torno de 5,5. Já para o restante dos solos convencionais, o Gs varia entre 2,65 e 2,70 (ASSIS; ESPÓSITO, 1999).

Zhang *et al.* (2016) analisaram rejeitos do sul da China e constaram, em massa, teores de 12 % e de 78 %, para rejeitos finos e grossos, respectivamente, com densidade real dos grãos na faixa de 3,23 para os rejeitos grosseiros e de 3,08 para os rejeitos finos. Hu *et al.* (2017) estudaram quatro rejeitos, sendo eles: rejeitos finos e granulares de minério de ferro de Yuhezhai; e rejeitos finos e granulares de minério de cobre de Bahuerachi. Quanto a densidade real, os rejeitos finos e granulares de minério de ferro Yuhezhai apresentaram valores de 3,08 e 3,23, respectivamente. Já os rejeitos finos e granulares de minério de cobre de Bahuerachi apresentaram valores de 2,76 e 2,77, respectivamente.

Lima (2008) afirmaram que no que tange o coeficiente de permeabilidade dos rejeitos mineral, tais materiais enquadram-se na faixa de 10⁻⁴ m/s a 10⁻⁹ m/s para minérios de ouro, alumínio, cobre, zinco-chumbo e ferro, conforme a FIGURA 5. Como pode ser visto, a maioria dos materiais, em termos de permeabilidade, enquadram-se na faixa de materiais siltosos (silte com argila, silte e silte com areia).

FIGURA 5 – VALORES MÉDIOS DE COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE DE REJEITOS MINERAIS



FONTE: Adaptado de Campos (2006 *apud* LIMA, 2008).

Kossov *et al.* (2012) citaram que o comportamento do rejeito mineral ferroso, em relação à condutividade hidráulica, é duas vezes maior do que a dos rejeitos não ferrosos, porém a condutividade pode ser diferente no mesmo material, uma vez que esta propriedade varia em função da direção da permeabilidade, índice de vazios e do grau de compactação.

Quanto a angulosidade das partículas dos rejeitos pode-se obter ângulos de atrito de 3 a 5°, maiores em relação àqueles dos materiais naturais de mesma densidade e ao mesmo nível de tensões. Os ângulos de atrito destes materiais decrescem com o nível de tensão aplicada, com valores na faixa de 35 a 40°, quando submetidos a tensões baixas, atingindo 28 a 33° para tensões mais elevadas. (LUZ *ET AL.*, 2010). Demais propriedades físicas, parâmetros resistentes e outros podem ser vistos nos trabalhos de Vick (1990), Sarsby (2000), Qiu e Sego (2001) e Hu *et al.* (2017)

2.3. BARRAGEM DE REJEITO MINERAL – CONCEITOS, FUNÇÕES E MÉTODOS CONSTRUTIVOS

Rico, Benito e Herrera (2008) citaram que as barragens representam barreiras estruturais construídas principalmente para a gestão da água (irrigação, energia hidrelétrica e/ou controle de enchentes) ou para o armazenamento de processamento industrial de rejeito

mineral. As barragens de rejeitos são um tipo específico de barragem construída para armazenar resíduos e/ou rejeitos das atividades de mineração. Atualmente, milhares de barragens em todo o mundo são usadas para conter milhões de toneladas de resíduos da atividade de processamento mineral. De acordo com a Agência Nacional de Águas (ANA, 2017), até 30 de setembro de 2015, existiam no Brasil aproximadamente 22.920 barragens, sendo que aproximadamente 4% destas, ou 839 em números absolutos, são barragens de rejeitos.

Segundo Nash⁵ (2000 *apud* D'Agostino, 2008), essas estruturas são construídas com fins relativos à deposição de rejeitos provenientes do processo de beneficiamento dos minérios explorados. No processo de beneficiamento do minério, os rejeitos são obtidos de forma concomitante ao produto final, apresentando propriedades geológicas e geotécnicas variadas. Essas barragens são executadas em estágios ou etapas, na medida em que esses rejeitos são gerados, para que haja redução nos custos de construção e de operação (ESPÓSITO e DUARTE, 2010).

De uma forma geral, estas estruturas são construídas a princípio com um dique de partida com uso de estéril, rejeito ou solo compactado. Uma vez construída a estrutura de barramento, a polpa é transferida para o trecho montante da barragem com uso de técnica de disposição de rejeitos (ver item 2.1.2) conforme o beneficiamento do minério. A medida que os rejeitos são depositados hidraulicamente a partir da crista do dique de partida, forma-se o que se chama praia de rejeito. D'Agostino (2008) comentou que os aterros hidráulicos em barragens de rejeitos desenvolvem perfis côncavos (BLIGHT E BENTEL, 1983; MORRIS, 2004) que estruturam as praias de rejeitos, cuja formação desencadeia o fenômeno da segregação hidráulica (MELENTIEV, KOPALSHNIKOV E VONIN, 1973), onde próximo ao ponto de descarga há deposição de partículas mais grossas e a medida em que se distancia da crista do dique há o predomínio de partículas mais finas.

Ao longo do tempo, esse material se adensa conforme há dissipação da poropressão até atingir condições estáveis o suficiente para servir de fundação para futuros diques de alteamento. No que tange a viabilidade econômica, os custos gerados pela construção da barragem são mitigados quando todo o procedimento construtivo é realizado pela equipe da mineradora, sendo os alteamentos produzidos a partir da geração do rejeito durante a fase de produção. (ALBUQUERQUE, 2004). De acordo com Ribeiro (2000), apesar desse processo acarretar vantagens econômicas quando comparado as barragens convencionais, o controle

⁵ NASH, T. J.. **Geotechnical studies of mines, dumps, and tailings as sources of contamination, upper Animas river Watershed**. Colorado: Geological Survey, 2000. CD-ROM.

construtivo dessas estruturas é, na maioria das vezes, pobre e passível de ocorrência de ruptura associadas as más práticas construtivas e negligência técnica.

Segundo U.S. Environmental Protection Agency (1994), os rejeitos constituem uma alternativa de construção de barragens que são suscetíveis às erosões regressivas, ou seja, *piping* e outros. Dessa forma, os materiais empregados em uma obra de barragem devem satisfazer critérios de permeabilidade, compressibilidade, de resistência ao cisalhamento, além de critérios de estabilidade química. Troncoso (1997) acentua a importância de avaliações relativas a ruptura e *piping* desses tipos de barragem, dada a curta distância entre a lagoa de decantação.

As barragens de contenção de rejeitos estão relacionadas aos materiais utilizados e aos procedimentos construtivos dos alteamentos, em que, segundo Albuquerque (2004), se destacam três métodos construtivos:

- Método de montante (*upstream*);
- Método de jusante (*downstream*);
- Método da linha de centro (*centerline*);

Existem muitas fontes na literatura que explicam estes métodos: Lucia (1981); U. S Environmental Protection (1994); Ribeiro (2000); Espósito (2000); Hernandez (2002); Gaioto (2003); Araújo (2006); Soares (2010); Lazarim, (2015). Além dos métodos mais comuns, Oliveira Filho e Abrão (2015) citaram a possibilidade de métodos misto, ou seja, por questões referentes a prazos, materiais, condições do terreno e fundação uma mesma barragem de rejeitos minerais pode conter mais de um método construtivo.

2.3.1. Método de Montante (*upstream*)

Ribeiro (2000) informou que dentre os métodos de construção de barragens de rejeito usualmente realizados, o método de montante é o mais antigo, simples, popular e econômico para construção de barragens de rejeitos. Ainda que o método da linha à montante seja adotado pela maioria das mineradoras, a segurança da estrutura é prejudicada, uma vez que os alteamentos são depositados e não consolidados. (ARAÚJO, 2006).

Apesar de ser, do ponto de vista econômico, uma técnica construtiva viável, a NBR 13028(ABNT, 2017) recomenda atenção especial a esse método para a construção de barragens devido a baixo nível de segurança das mesmas. Na China há mais de 12.000

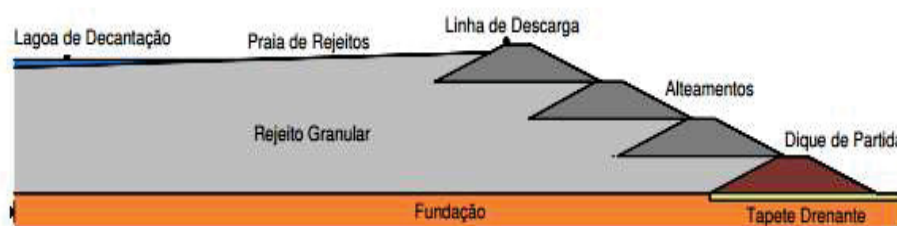
estruturas de represamentos de rejeitos e quase 95% delas usam o método da linha à montante para a construção da barragem (GUANGZHI *et al*, 2011). Rico *et al.* (2008) citaram que esse método representa 15% das causas de falhas de barragens de rejeitos pelo mundo.

A construção deste tipo de barragem se inicia através de uma barragem de arranque ou “dique de partida”, sendo que esta estrutura deve ser capaz de permitir a passagem da água de infiltração (drenagem) ao mesmo tempo em que o trecho deve ser capaz de resistir à erosão progressiva (*piping*) (U.S. ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY, 1994).

Castro (2008) informou que o material lançado através de *spigots*, ou ciclones da crista, fica apoiado sobre o material existente formando uma praia de rejeitos que será a base para o próximo alteamento. Com isso, o dique obedece um sequenciamento de apoio no topo do dique anteriormente construído. Soares (2010) informou que estas barragens menores volume de aterros e conseqüentemente menos uso de equipamentos de terraplenagem e maior velocidade construtiva.

Albuquerque (2004) ressaltou que o principal agravante da adoção do método, relaciona-se ao depósito, em curto espaço, do rejeito mineral. Devido à pouca consolidação do material, o rejeito encontra-se em condição saturada e com a compacidade característica de material fofo, gerando assim uma tendência de baixa resistência de cisalhamento e susceptibilidade à liquefação. A FIGURA 6 demonstra a seção típica destas estruturas de barragens de rejeitos.

FIGURA 6 – MÉTODO DE LINHA À MONTANTE.



FONTE: ALBUQUERQUE (2004)

Ribeiro (2000) citou que apesar do fato das barragens alteadas a montante serem mais viáveis economicamente não são recomendadas e para tanto as estruturas de jusante e de linha de centro são as alternativas mais interessantes tecnicamente. Segundo Klohn⁶ (1982

⁶KLOHN, E. J. **Tailings dam design.** Trabalho apresentado no Seminário sobre aspectos geotécnicos de projeto de mina e rejeitos de contenção, Edmonton, 1982.

apud ESPÓSITO; ASSIS, 1998), o uso de rejeitos como material de construção, em situações de construção de barragem de montante, tem desvantagens, visto que nesse caso as barragens podem se tornar mais suscetíveis ao *piping*, ao surgimento de superfícies erodíveis e de eventos de liquefação sob carregamentos dinâmicos, em depósitos de materiais fofos e saturados.

Soares (2010) afirmou que há restrição quanto ao tipo e condição do material para lançamento (40% a 60% de areia e baixa densidade da polpa) e recomendação de 5 a 10 m de alteamento por ano.

Castro (2008) incrementou que devem existir preocupações relativas à subpressão, causada pela variação de percolação da água armazenada. Também há a possibilidade de utilização de materiais para revestimento da face montante do dique, a fim de reduzir a permeabilidade (U.S. ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY, 1994).

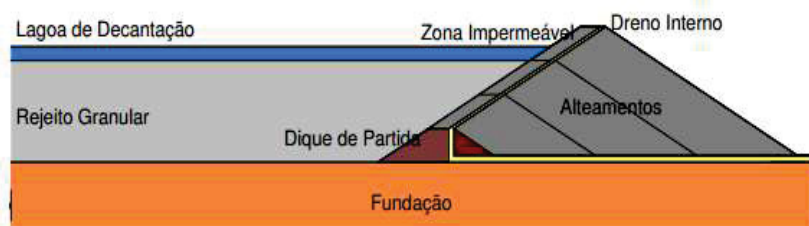
Existem também dificuldades na implantação da drenagem interna e que pode intervir na estabilidade global da obra, além de gerar problemas relacionados à ocorrência de *piping* no talude à jusante (ALBUQUERQUE, 2004). Araújo (2006) complementa afirmando que a condição saturada e a compactação fofa permitem que os rejeitos granulares apresentem baixa resistência ao cisalhamento e susceptibilidade à liquefação por carregamentos dinâmicos e estáticos.

2.3.2. Método de Jusante (*downstream*)

U.S. Environmental Protection Agency (1994) informou que a barragem começa a ser construída a partir de uma barragem de arranque ou “dique de partida”, onde as fases subsequentes da construção são suportadas pelo topo do trecho em declive na seção jusante anterior, mudando a linha. Essa linha de eixo desloca-se conforme há o alteamento. Ribeiro (2000) afirmou que a barragem construída pelo método de jusante não é alteada sobre o rejeito previamente depositado, existindo assim uma expectativa de compactação e controle de percolação durante a evolução do aterro. Soares (2010) afirmou que o aterro compactado por ser gerado com rejeitos ou estéril.

Nas barragens de rejeito a jusante (ver FIGURA 7), se utiliza uma grande quantidade de material o que, conseqüentemente, acarreta em um custo maior para sua construção. Desta forma, são estruturas que necessitam de uma grande demanda de rejeito granular (“*underflow*”), principalmente no início da operação (ALBUQUERQUE, 2004).

FIGURA 7 – MÉTODO DE LINHA À JUSANTE.



FONTE: ALBUQUERQUE (2004)

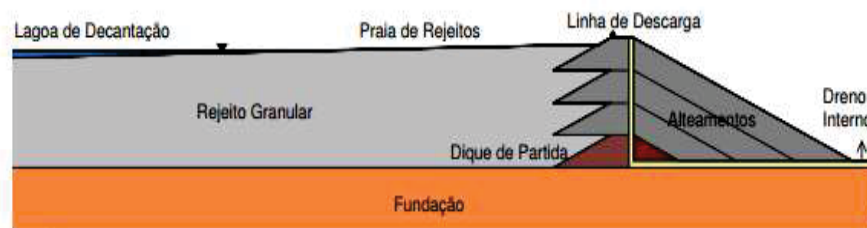
Muito embora se saiba que dentre as alternativas existentes é o método de Jusante seja o de custo elevado, o mesmo possui como características favoráveis: maior segurança quanto a rupturas conferida pela presença de maior massa estabilizante (em torno de três vezes mais que método de montante); flexibilidade quanto ao tipo de rejeito usado; menor suscetibilidade a *pipings*; mais resistente à efeitos dinâmicos, ou seja, atividades sísmicas e por fim, mais fácil para aplicação de impermeabilização e drenagem. Ainda assim, o alteamento ocorre de forma mais lenta em comparação aos outros métodos, além de não permitir o uso de técnica de cobertura vegetal para proteção dos taludes. (SOARES, 2010)

2.3.3. Método de Linha de Centro (*centerline*)

U.S. Environmental Protection Agency (1994) informou que a barragem de arranque (dique de partida) e os rejeitos são lançados fora da crista da barragem para formação de uma praia, onde há preenchimento progressivos colocados sobre a praia e a face à jusante. Nesta técnica, os alteamentos são gerados mantendo o eixo da estrutura de contenção fixa, o que permite um comportamento estrutural intermediário comparado às técnicas montante e jusante. Rico *et al.* (2008) citaram que este método representa 5% das causas de falhas de barragens de rejeitos pelo mundo.

Albuquerque (2004) considerou o método da linha de centro (ver FIGURA 8) uma alternativa intermediária aos métodos de jusante e de montante, uma vez há facilidade construtiva; necessidade de volumes menores comparados método de jusante; a facilidade de execução de drenagem interna para controle de fluxo e de saturação do solo, torna a escolha do método uma alternativa de baixo custo econômico relativamente segura, já que o potencial de instabilidade por escorregamentos também é baixo (HERNANDEZ, 2002).

FIGURA 8 – MÉTODO DE LINHA DE CENTRO.



FONTE: ALBUQUERQUE (2004)

Soares (2010) elenca critérios favoráveis, tais como: facilidade construtiva, flexibilidade de material para aterro compactado (áreas de empréstimo, estéril ou *underflow* segregados pela técnica de ciclonagem), aceitável em zonas de manifestações sísmicas e permite permissão de controle de linha freática no talude de jusante. Muitos embora existam suas vantagens, esta técnica é desvantajosa no que tange a restrição do tipo de rejeito, sendo recomendado que sejam areias ou lamas de baixa plasticidade, escorregamentos de áreas montante, necessidade de hidrociclones e não permite tratamento de talude jusante.

2.3.4. Método Misto

Essa prática é adotada em algumas barragens de rejeitos de mineradoras nacionais e consiste na utilização de duas ou mais técnicas construtivas na execução da barragem. Comumente, com o desenvolvimento dos alteamentos há uma mescla entre o método de jusante ou método de linha de centro com o método de linha à montante.

Quando mesclam método de jusante com método de montante, a técnica consiste na construção do aterro compactado pelo método de montante e à medida em que há o lançamento contínuo e formação da praia de rejeitos, constrói-se o aterro compactado (alteamento) pelo método de jusante; com isso reduz-se o tempo de construção dos aterros compactados ao mesmo tempo em que os aspectos técnicos referentes a estabilidade estrutural, considerando a demanda de material residual e o fluxo de caixa das intervenções, são atendidos. No meio técnico esse método construtivo é denominado “método de linha alternada” ou linha de centro modificada (HAILE E BROUWER, 1994) referindo-se ao cruzamento entre ao método de montante combinado com o método de jusante apresentar semelhanças com o método de linha de centro, como exemplo de aplicação tem-se a barragem de contenção de rejeitos de Santo Antônio, localizada em Paracatu, Minas Gerais.

2.4. POLÍTICA NACIONAL DE SEGURANÇA DE BARRAGENS (PNSB)

O marco inicial da regulação de barragens no Brasil se deu a princípio pela portaria nº 70/2004, com a finalidade estabelecer convênios das construtoras com União a partir do Ministério da Integração Nacional (MIN). Essa portaria teve um papel impactante, já que a partir da sua promulgação a União passou a exigir dos conveniados as comprovações dos projetos de mitigação de impacto ambiental ocasionados pelo barramento de água (SILVA, 2012).

Segundo Brasil (2010), a PNSB (Política Nacional de Segurança de Barragens), busca atender os padrões de segurança das barragens e reduzir as possibilidades de acidentes e seus efeitos, a partir dos critérios determinados no art. 3º, citado abaixo:

- I - garantir a observância de padrões de segurança de barragens de maneira a reduzir a possibilidade de acidente e suas consequências;
- II - regulamentar as ações de segurança a serem adotadas nas fases de planejamento, projeto, construção, primeiro enchimento e primeiro vertimento, operação, desativação e de usos futuros de barragens em todo o território nacional;
- III - promover o monitoramento e o acompanhamento das ações de segurança empregadas pelos responsáveis por barragens;
- IV - criar condições para que se amplie o universo de controle de barragens pelo poder público, com base na fiscalização, orientação e correção das ações de segurança;
- V - coligir informações que subsidiem o gerenciamento da segurança de barragens pelos governos;
- VI - estabelecer conformidades de natureza técnica que permitam a avaliação da adequação aos parâmetros estabelecidos pelo poder público;
- VII - fomentar a cultura de segurança de barragens e gestão de riscos.

Lazarim (2015) informou que a ANA juntamente com o MIN possui competência para estabelecer diretrizes sobre a defesa civil, que em parceria com a secretaria de infraestrutura hídrica vem trabalhando o Cadastro Nacional de Barragens (CNB), com o intuito de identificar os riscos relacionados às barragens e controlar possíveis sinistros quando da sua ruptura.

Segundo dados divulgados pela ANA (2015), em todo o território nacional, 10,17% das barragens apresentam Categoria de Risco (CRI) e Dano Potencial Associado (DPA) de nível alto. Mais especificamente, para as barragens de rejeitos minerais, 28,03% e 4,69%

apresentam níveis de DPA e CRI altos, respectivamente.

Wolney (2016) citou que, segundo fontes da ANEEL, existem mais de 40 programas de segurança de barragens no mundo. Nos países de economia mais desenvolvidas, como Suécia, Suíça, Canadá, Estados Unidos e Inglaterra, os índices de acidente atingem faixas toleráveis de 1 acidente a cada 10 mil barragens no período de um ano. No Brasil, entretanto, para o mesmo período, a estatística encontra-se em torno de 1 de acidente a cada 250 barragens.

O art. 6º da lei 12.334/2010 requisita a elaboração do Plano Segurança de Barragens. Esse instrumento da lei exige, conforme disposto em seu art. 8º, que informações relacionadas aos dados de implantação, estrutura organizacional, qualificação do corpo técnico, manuais de procedimentos de inspeção e monitoramento, regras de operação, áreas a serem resguardadas de ocupação no entorno, relatório de inspeções de segurança, revisões periódicas e o Plano de Ação de Emergência (PAE) sejam explicitadas quando exigidas.

O PAE é elaborado a fim de definir os procedimentos de resposta a situações emergenciais que ameacem as estruturas da barragem, ou decorrentes de sua ruptura. Tem por objetivo definir o conjunto de procedimentos e ações para se manter o controle de segurança na barragem e garantir uma resposta eficaz a situações de emergência que coloquem em risco a segurança do vale à jusante.

Silva (2012) afirmou que o PAE consiste “...numa peça fundamental do plano de segurança de barragens por indicar responsável e determinar ações a serem tomadas em situações de emergência, diminuindo o tempo dessas ações.”

CBDB (2001) informou que o Plano busca identificar os procedimentos e processos que serão seguidos pelos operadores de barragem numa eventual situação emergencial, envolvendo as seguintes situações: controle de cheias, ruptura de talude ou ruptura completa decorrente de galgamento (*overtopping*), sismo ou erosão regressiva (*piping*).

Brasil (2010) informou que o PAE estabelece ações a serem executadas pelo empreendedor em caso emergencial, de forma a contemplar os itens do art. 12º, que são:

- I - identificação e análise das possíveis situações de emergência;
- II - procedimentos para identificação e notificação de mau funcionamento ou de condições potenciais de ruptura da barragem;
- III - procedimentos preventivos e corretivos a serem adotados em situações de emergência, com indicação do responsável pela ação;
- IV - estratégia e meio de divulgação e alerta para as comunidades potencialmente afetadas em situação de emergência.

Brasil (2010) sinaliza, através do art. 11º, que o órgão fiscalizador poderá determinar a elaboração de PAE em função da categoria de risco e do dano potencial associado à barragem, devendo ser exigido sempre para as barragens classificadas com DPA alto.

Segundo CBDB (1999), o estudo de inundação é um procedimento que deve ser contemplado no PAE, baseado em hipóteses que irão indicar todas as áreas potencialmente inundáveis para combinações fisicamente possíveis. Dessa forma, são estudados vários cenários de ruptura com mudanças nos tamanhos das brechas. A avaliação de inundação deve considerar o erro na cheia do projeto e/ou ruptura induzida pela falha de estrutura à montante.

O PAE deverá conter e prever ações relacionadas a: identificação e avaliação de emergências; ações preventivas; procedimentos de notificação; sistema de comunicação, acessos ao local; resposta durante períodos de falta de energia; resposta durante períodos de intempéries; fontes de equipamentos e mão de obra; estoques de materiais de suprimentos; fontes de energia e emergência; mapas de inundação e sistema de advertência (CBDB, 1999).

2.5. ASPECTOS RELACIONADOS A RUPTURA DE BARRAGENS

A ruptura de barragens, conceitualmente falando, é um evento no qual há a transferência de material sólido e/ou líquido, com comportamento não controlado, oriundo de um dano ou sinistro na estrutura de barramento, que pode ser parcial ou integral. Este evento pode resultar em perda de capacidade ou estabilidade da estrutura, o que, conseqüentemente, pode levar a inviabilidade do seu funcionamento.

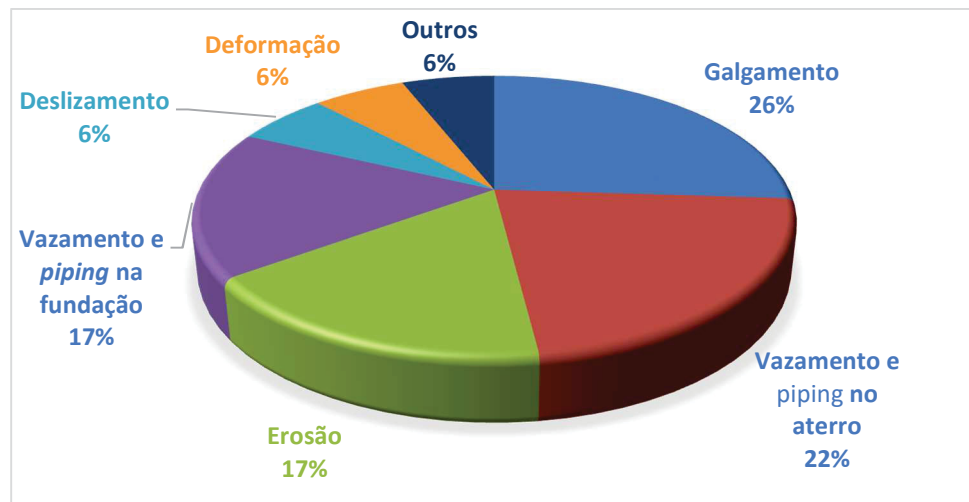
ICOLD⁷ (1986 *apud* WRACHIEN; MAMBRETTI, 2009) define o fracasso como um colapso ou movimento de parte de uma barragem ou da sua fundação, de modo que a barragem perde a sua função de reservação. Em geral, uma falha resulta na liberação de grandes quantidades de água, impondo riscos sobre as pessoas ou as propriedade à jusante.

Jansen⁸ (1983 *apud* VELTROP, 1981) avaliou a falha de 103 barragens e chegou a conclusões anunciadas na FIGURA 9.

⁷ICOLD. **Static Analysis of embankment dams**, Boletim 53. 1986.

⁸JANSEN, R. B. **Safety of existing Dams: Evaluation and Improvement**. **Nacional Academy Press**, Washington, 1988.

FIGURA 9 – CAUSAS DE RUPTURA DE BARRAGEM



FONTE: Adaptado de VELTROP (1990)

Veltrop (1990) enfatiza que do ponto de vista histórico, 1% das barragens construídas falharam e afirmou que em média, 10 falhas de barragens ocorreram de forma significativa em algum local do mundo por causas associadas a fenômenos de imprevisibilidade das inundações extremas; incertezas do ambiente geológico; infiltração através de fundações e taludes; defeitos de concepção e construção e, por fim, liquefação sob condições de terremoto.

ICOLD (1995) informou que os mecanismos de falhas de barragem se devem principalmente a processos de galgamento e de erosão regressiva (*piping*, conforme a TABELA 3. Na análise foram consideradas estruturas de barragens com altura igual ou superior a 15 m ou com um volume de armazenamento de pelo menos um milhão de metros cúbicos, enfatizando a ordem da causa e não foram considerados os dados de barragens rompidas nos países da China e da Rússia.

TABELA 3 – ESTATÍSTICA DE RUPTURA COM ÊNFASE NA ORDEM DE CAUSA.

Tipo de falha	Causa Primária	Causa Secundária
Galgamento	31,00%	18,00%
Erosão regressiva	15,00%	13,00%
Fundação	12,00%	5,00%

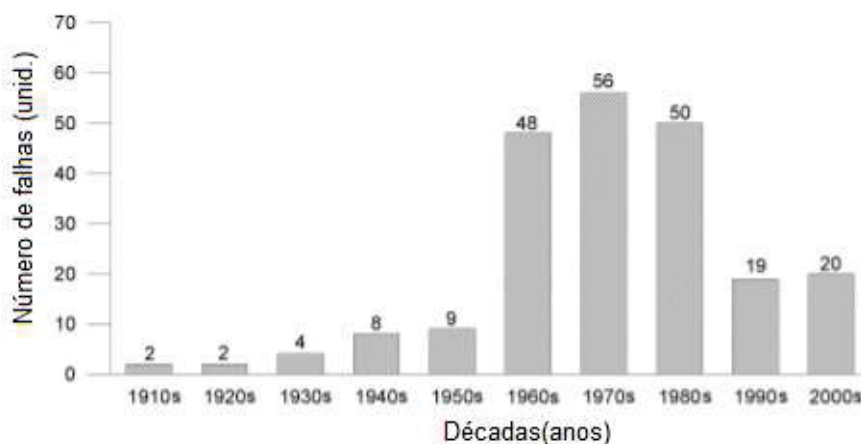
FONTE: ICOLD (1995)

ICOLD (1995) elenca algumas considerações e peculiaridades a respeito do comportamento de ruptura de barragens:

- a) A porcentagem de ruptura de barragens diminuiu nos últimos 40 anos em torno de 2,2%, para barragens construídas até 1950, e de 0,5% para barragens construídas após 1951;
- b) A maior parte dos casos de ruptura relatados ocorreram em barragens com menos de 10 m de altura;
- c) A maior quantidade de falhas ocorreu em barragens com tempo de vida relativo aos 10 primeiros anos, sendo que 70% dos sinistros concentraram-se no primeiro ano de operação;
- d) As barragens construídas entre as décadas de 1910 e 1920 apresentaram as maiores quantidades de ruptura;
- e) No caso das barragens de terra, as falhas associadas a galgamento representam 49% dos casos de ruptura; 28% destes relacionam-se à erosão interna (*piping*) e, apenas 17% dos casos, à erosão interna de fundações;
- f) O galgamento e a erosão interna de fundações representam as causas mais frequentes de ruptura de barragens com 43% e 29%, respectivamente;
- g) A incapacidade de extravasão dos vertedouros durante a fase das cheias extremas representa a causa primária de rupturas, com 22% dos casos analisados;
- h) As barragens de terra e enrocamento apresentam mais eventos de ruptura se comparadas às barragens de concreto, sendo 65% contra 7% dos casos, respectivamente.

Azam e Li (2010) ilustram através da FIGURA 10, os eventos de falha ao longo do tempo em barragens de contenção de rejeitos minerais. Conforme é possível avaliar, ocorreram 8 e 9 eventos de falha nas décadas de 1940 e 1950, respectivamente. Esse número, entretanto, sobe expressivamente quando são registrados em média cerca de 50 episódios do tipo durante as décadas de 1960, 1970 e 1980. A elevação das taxas de falhas se deve a grande necessidade de extração mineral pós-segunda guerra mundial, que tinha o intuito de atender a grande demanda global por matérias-primas, minerais e metais.

FIGURA 10 – FREQUÊNCIA DE FALHAS DE BARRAGENS DE CONTENÇÃO DE REJEITOS NO PERÍODO DE 1910 A 2000.



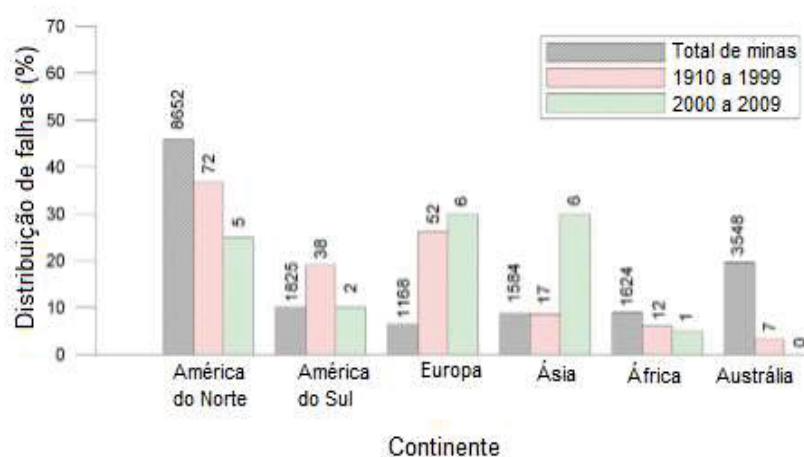
FONTE: Adaptado de AZAM E LI (2010)

Em um levantamento, realizado por Azam e Li (2010), envolvendo 18.401 locais de mina, a taxa de falhas nos últimos 100 anos é estimada em 1,2%. Isto é mais de duas ordens de magnitude superior do que a taxa de falha de barragens de retenção de água convencional, que, conforme os estudos realizados pelo ICOLD (2001) correspondem a 0,01%. Davies (2002) citou que assumindo um inventário mundial de 3500 barragens de rejeitos conhecidas, nos últimos 30 anos (1970 a 2001) ocorreram 2 a 5 falhas por ano, sendo equivalente a uma probabilidade anual na faixa 1/700 para 1/1750. Esta taxa de falha não oferece uma comparação favorável com menos de 1 em 10.000 que parece representar represas convencionais.

O estudo realizado por Azam e Li (2010) correlacionam ainda, a partir de dois grupos amostrais - um de 198 barragens de rejeitos que romperam antes do ano 2000 e outro de 20 barragens de rejeitos que romperam após o ano 2000, os 18.401 locais de minas estudados em função da totalidade de barragens de rejeitos rompidas por continente, conforme se verifica na FIGURA 11. A FIGURA 12 ilustra a distribuição de falhas de barragem de rejeitos em função da causa do incidente. Conforme se verifica, houve uma diferenciação das razões climáticas e gerenciais da represa quanto aos mecanismos de falha. Falhas devidas às chuvas extremas aumentaram de 25%, antes do ano 2000, para 40%, após o ano 2000.

Azim e Li (2010) citaram que isso se deve às recentes mudanças nas condições climáticas, especialmente nos locais de mina próximos a regiões marítimas e/ou localizadas em áreas que registraram precipitações elevadas. Como tais condições podem aumentar em número e gravidade, projetos de barragens nesses locais devem incorporar o efeito das alterações climáticas.

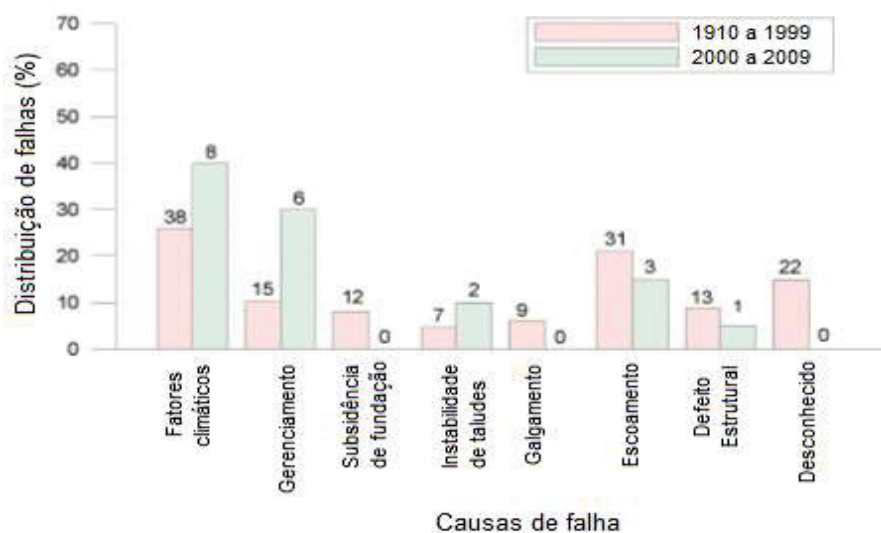
FIGURA 11 – FREQUÊNCIAS DE FALHAS DE BARRAGENS DE CONTENÇÃO DE REJEITOS PELA TOTALIDADE DE BARRAGENS POR CONTINENTE ATÉ 2009



FONTE: Adaptado de AZAM E LI (2010)

Rico et al.(2008) citaram que a má gestão dessas estruturas inclui procedimentos de inadequação de construção de barragem, manutenção das estruturas de drenagem e/ou dos programas de monitoramento a longo prazo. Azim e Li (2010) citaram que o mal gerenciamento de estruturas de barragens foram responsáveis por 10,2% das falhas entre anos de 1910 e 1999 e 30% dos casos entre os anos 2000 e 2009. Esse aumento pode ser justificado pelo “boom” das *commodities* minerárias no ano 2000, o que possibilitou alta na produção mineral pelo mundo.

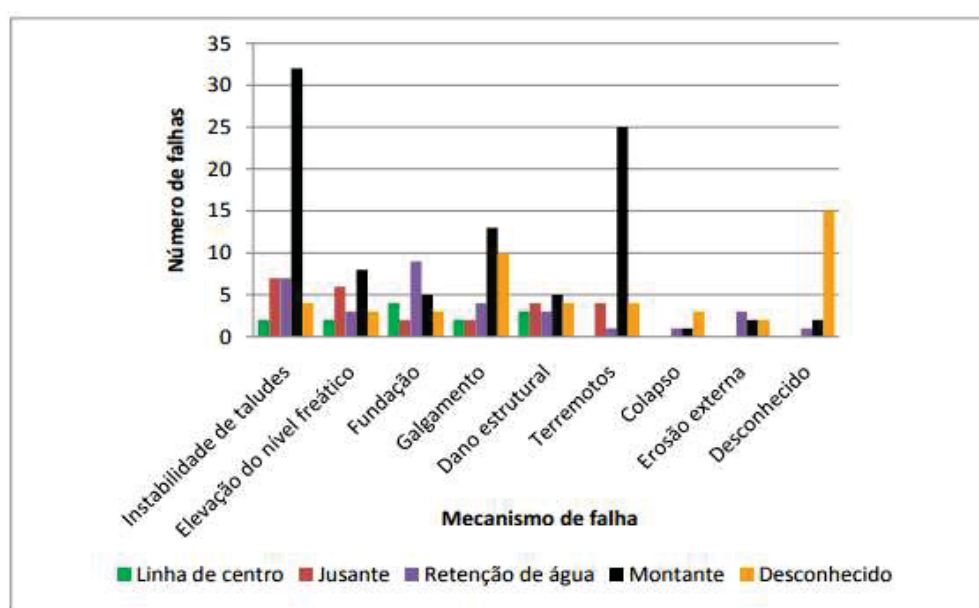
FIGURA 12 – FREQUÊNCIAS DE FALHAS DE BARRAGENS DE CONTENÇÃO DE REJEITOS EM FUNÇÃO DAS CAUSAS DE FALHA



FONTE: Adaptado de AZAM E LI (2010)

Os resultados da população coletada na pesquisa apontam que os incidentes não possuem causa ou mecanismo primário para todos os incidentes de barragens de rejeitos, pois derivam de diversos fatores relacionados a galgamento, instabilidade estática ou sísmica, infiltração e erosão interna, erosão externa, dano estrutural ou condições de fundação, conforme demonstra a FIGURA 13.

FIGURA 13 – PRINCIPAIS MECANISMOS DE FALHAS EM FUNÇÃO DO TIPO DE BARRAGEM

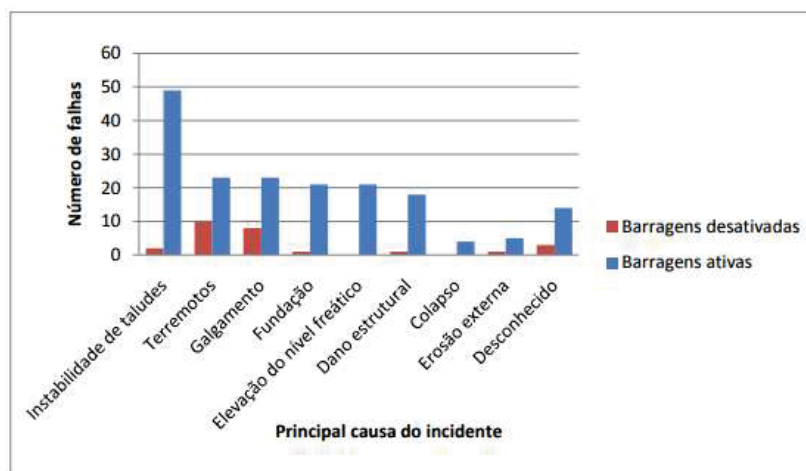


FONTE: Adaptado de ICOLD (2001)

Além disso, nenhum tipo de barragem de rejeitos ou condição operacional é imune a incidentes. Embora a maioria dos eventos ocorram em barragens de rejeitos ativos, houve diversos tipos de incidentes agravados registrados em barragens de rejeitos inativas. Conforme se verifica na FIGURA 14, as barragens ativas apresentaram maior frequência quanto a todos os mecanismos de falhas (instabilidade de taludes, terremotos, galgamento, danos estruturais, erosões externas, etc.) em relação às barragens ativas, muito embora nas barragens desativadas os mecanismos de terremotos e galgamento foram os que mais foram frequentes.

Rico *et al.* (2008) anunciaram que 47,4% dos incidentes europeus ocorreram em barragens com mais de 15 m de altura, enquanto que 43,2% ocorreram pelo resto do mundo. Essas porcentagens ficam ainda mais evidentes quando se consideram alturas entre 15 m e 30 m, que representam 42,1% e 31,1% de falha na Europa e no resto do mundo, respectivamente.

FIGURA 14 – PRINCIPAIS MECANISMOS DE FALHAS EM FUNÇÃO DO STATUS DA BARRAGEM



FONTE: Adaptado de ICOLD (2001)

2.6. MECANISMOS DA FALHA DE RUPTURA

Barragens, em um contexto geral, constituem estruturas complexas que compreendem desde a análise das condições de contorno do ambiente até a análise dos mecanismos de falhas, estabilidade e outros. ANA (2013) citou que as decorrências dos eventos de ruptura derivam de dois processos: eventual natural e/ou eventual provocado.

No eventual natural, os eventos de ruptura podem ser de caráter excepcional, haja visto que não existe controle sobre os fenômenos considerados, como por exemplo em casos de sismos intensos, grandes cheias e deslizamentos. Relacionados aos eventos naturais podem ser citados ainda aqueles associados à processos de deterioração, como em situações de envelhecimento e alteração da resistência do corpo do maciço.

Já os eventos provocados são aqueles em que há interferência antrópica no desenvolvimento do processo, como em situações de vandalismos, sabotagens e atos de guerra. Além disso, erros humanos na exploração da barragem ou no decorrer da concepção dos projetos e/ou construção também são considerados eventos provocados.

Tendo em vista que o risco de ruptura de uma barragem nunca é nulo, todos os efeitos devem ser considerados, ainda que possuam baixa probabilidade, na concepção de projetos civis de barragens. Cinco mecanismos de ruptura foram levantados pela Eletrobras (2003), que são:

- a) Rompimento de um dos taludes da barragem (montante ou jusante);
- b) Ruptura de fundação (fratura de rocha, deslizamento de estratos e outros);

- c) Galgamento, em situação de evento hidrológico extremo;
- d) Ruptura por entubamento (*piping*), em função de falhas no corpo da barragem;
- e) Ações de guerra ou de natureza provocada.

O manual técnico do Bureau of Reclamation (2015) anunciou, por meio dos estudos de Costa (1985), que as causas de ruptura que mais foram evidenciadas em barragens de terra e aterro, são:

- a) Galgamento (*overtopping*) com 35% das ocorrências;
- b) Erosão interna (*piping*) e infiltração com 38% das ocorrências;
- c) Defeitos de fundação com 21% das ocorrências;
- d) Outros modos de falha com 6% de ocorrências.

Dada a proeminência das causas apresentadas e a abordagem do manual, serão descritos os principais mecanismos de ruptura de barragens de terra a partir das estatísticas do Bureau of Reclamation (2015) e do ICOLD (2001).

2.6.1. Galgamento (*Overtopping*)

Brasil (2005) informou que a ruptura por galgamento ocorre pelo extravasamento da água armazenada de forma não controlada sobre o corpo da barragem. Tal ruptura deriva do mal dimensionamento do sistema de controle hidráulico, de problemas operacionais ou de ocorrência de eventos hidrológicos que superam o tempo de retorno estipulado no projeto. Essas causas baseiam-se em um estudo realizado em 1974 pela comissão internacional de grandes barragens (CIGB) que revelou que cerca de um terço das barragens tiveram ocorrências de galgamento nos aterros devido a má capacidade dos vertedouros (FROEHLICH, 2008).

Cheng *et al.* (1993) citou que o fenômeno do galgamento ocorre quando a água no reservatório à montante do corpo da barragem flui sobre o próprio corpo da barragem. Forças geofísicas, consideradas forças extraordinárias de rara ocorrência, podem causar galgamento. Muitas vezes a magnitude de forças relacionadas a inundações ou brisas leves são desprezíveis quando se considera a probabilidade de galgamento.

O manual técnico do Bureau of Reclamation (2015) informa que existem dois tipos de galgamentos em barragens:

- a) Elevação do rio, por meio do fluxo contínuo, em que a parte baixa da barragem é excedida;

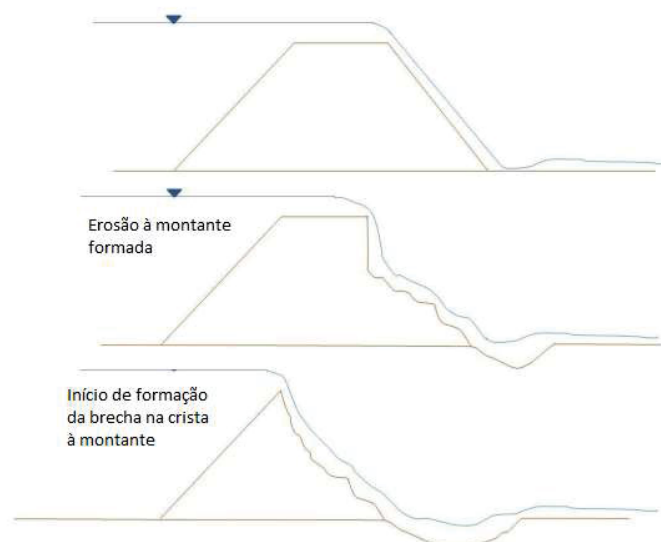
- b) Por efeito das ondas, cuja elevação ocorre por meio dos ventos incidentes no revestimento da estrutura, que, por sua vez, geram processos erosivos.

Além disso, a mesma fonte informou que o galgamento de barragens se deve a cinco possíveis causas, que são:

- a) Frequência de fluxo que está relacionada a capacidade de descarga dos vertedouros, obstruções, bloqueio do vertedouro e a configuração da comporta;
- b) Capacidade de carga do vertedouro relativa a capacidade de não fluxo de pico;
- c) Configuração do vertedouro que pode afetar a capacidade de carga final;
- d) Potencial de bloqueio devido a presença de detritos, que, por sua vez, podem causar o entupimento do vertedouro;
- e) Profundidade e duração do galgamento e erodibilidade dos materiais de aterro.

A FIGURA 15 ilustra o desencadeamento do galgamento em barragens de terra e/ou rejeito:

FIGURA 15 – PROCESSO DE FORMAÇÃO DO GALGAMENTO.



FONTE: MODIFICADO DE *BUREAU OF RECLAMATION (2015)*

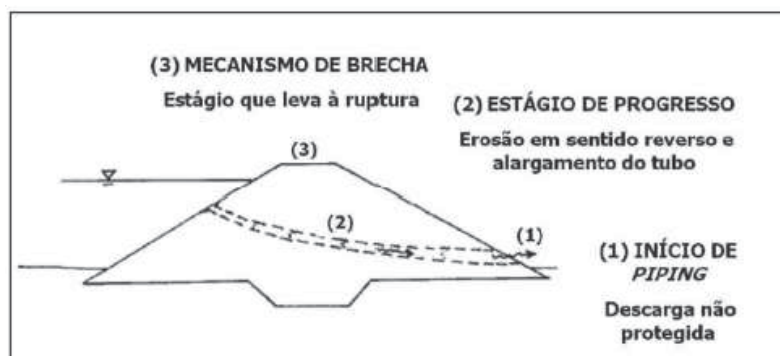
2.6.2. Erosão interna (*piping*) e infiltração

Fiori (2015) citou que esse tipo de fenômeno é um processo erosivo caracterizado pelo

arraste e arranque de partículas de solos semelhante ao que ocorre na erosão superficial devido à chuva. São formados tubos (canículos) que aumentam a forma retrogressiva, gerando um processo conhecido como retroerosão tubular. Tal situação, ocorre quando a superfície do nível freático intercepta uma escavação ou um aterro. Mascarenhas *et al.* (2015) afirmaram que as erosões internas se devem, principalmente, ao gradiente hidráulico e ao grau de dispersibilidade do solo, podendo assim formar aberturas ou “túneis” a partir do arraste de partículas ou esqueletização, sempre que houver transporte difuso de partículas e de compostos ou elementos químicos solubilizados.

Maia Neto (2015) comentou que o *piping* constitui uma forma de ruptura hidráulica, cujo processo se configura pelo carregamento de grãos por intermédio de forças de percolação. Embora o contexto da erosão seja interno, o procedimento é similar ao evento superficial. A constatação ocorre por meio de surgência de água, pois conforme há a progressão da erosão formam-se filetes hidráulicos acompanhados de arraste de grãos. O autor afirmou ainda, do ponto de vista temporal, que o processo se inicia lentamente, porém, a medida que aumenta o diâmetro e sua propagação, o fenômeno é acelerado. A FIGURA 16 demonstra como se desenvolve a erosão interna nas barragens de terra e/ou de rejeitos:

FIGURA 16 – PROCESSO DE FORMAÇÃO DO *PIPING*



FONTE: FOSTER *et al.* (1998 *apud* LAZARIM, 2015)

Mascarenhas (1990) citou que o início do fenômeno se dá a jusante e que as forças de percolação superam as forças resistentes do corpo da barragem, havendo uma progressão do evento de montante para jusante. Tal processo pode ocorrer abaixo do corpo da barragem ou sob a forma de erosões internas na fundação da obra, por intermédio dos canais da barragem não previstos.

Além disso, a percolação e as pressões intersticiais constituem fatores instabilizantes

das estruturas das barragens, que, uma vez associadas ao fluxo de água e a partículas sólidas, podem comprometer a estrutura (MASCARENHAS, 1990). Fiori (2015) citou que tal fenômeno pode ocorrer por duas causas diferentes, sendo elas:

- a) Ruptura por erosão subterrânea;
- b) Ruptura por levantamento.

A primeira ocorre logo que a aproximação da extremidade à montante, provocada por solapamento ou erosão subterrânea, intercepta o fundo do reservatório. A segunda ocorre quando forças de percolação de água, fluindo através da porosidade do solo de baixo para cima abaixo do pé da barragem, ultrapassam o gradiente hidráulico crítico.

2.6.3. Defeitos de fundação

Em barragens de rejeitos, defeitos inerentes a camada de suporte da estrutura pode acarretar deformações diferenciais excessivas culminando em fissuras, deslizamento e/ou escorregamento de materiais no corpo da barragem.

Mascarenhas (1990) informou que o comportamento dos materiais constituintes das fundações das barragens é de difícil previsibilidade e, uma vez associado aos efeitos climáticos e da construção mal fiscalizada, podem desempenhar incertezas do ponto de vista global da estrutura de base. O mesmo autor afirmou que fundações com resistência insuficientes às tensões a elas aplicadas ou que apresentem ligações com materiais de natureza argilosa, assim como a utilização de materiais impermeáveis em juntas de ligações, compõe um cenário propício ao deslizamento de barragens.

O MI (2002) citou que as fundações de uma estrutura deverão resistir a deslizamentos e possuir capacidade de suporte adequada para prevenção de recalques excessivos. Dessa forma, maciços, fundações e ombreiras podem ser construídos impedindo a instalação de fissurações, deflexões e/ou danos às juntas que possam de alguma forma afetar a integridade estrutural e o desempenho hidráulico da obra. Ainda de acordo com o manual citada, para avaliação das fundações das barragens, as seguintes etapas devem ser consideradas:

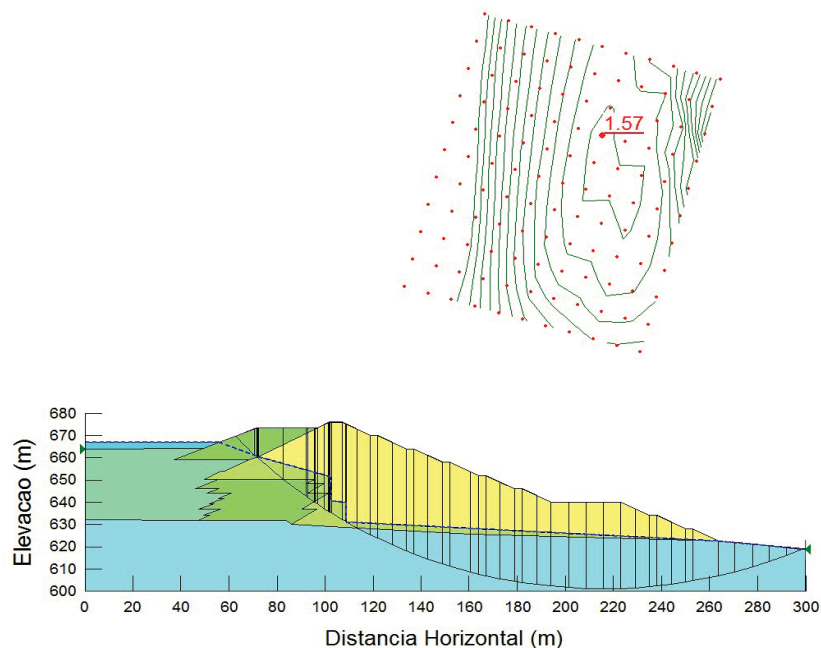
- a) determinar se a vazão de percolação é aceitável com relação as condições geológicas;
- b) identificar qualquer evidência de infiltração ao longo de lentes intemperizadas (alteradas), junta abertas ou zonas de contato;
- c) verificar o funcionamento do sistema de drenagem;

- d) verificar se a cortina de injeção está desempenhando bem sua função;
- e) detectar percolações no seu estágio inicial de desenvolvimento;

2.6.4. Instabilidade de taludes

Gerscovich (2012) citou que a ruptura de taludes é caracterizada pela formação de uma superfície de cisalhamento desenvolvida na massa instável do solo. A autora afirmou que durante a ruptura a massa de solo perde suas características e forma zonas cisalhadas, conforme exemplificado na FIGURA 17. Fiori (2013) afirmou que a massa de solo está submetida a três forças distintas, que são: força peso (peso da massa de solo), força de escoamento hidráulico e a força de resistência ao cisalhamento. A combinação vetorial resultante destes esforços possibilita analisar se haverá ou não ativação do mecanismo de ruptura.

FIGURA 17 – AVALIAÇÃO DE ESTABILIDADE DE TALUDES EM BARRAGEM DE REJEITOS DE MINERAÇÃO.



FONTE: O autor (2017)

Em barragens de terra e/ou rejeitos, o fator interveniente na estabilidade é a localização da linha freática ou da zona completamente saturada dos solos dentro do aterro. Em barragens seguras este nível é bem confinado por baixo da superfície. Em situações nas quais os solos estão completamente saturados, não são tão coesos, uma linha freática majoritária pode reduzir a capacidade de resistência do talude a deslizamentos. Esse tipo de situação é muitas vezes

observado quando há infiltrações que ocorrem na face da barragem. Além disso, baseado em estudos de taludes naturais, Chowdhury, Flentje e Bhattacharya (2010) levantam causas de instabilidade que podem ser aplicadas a taludes construídos, que são: corte e aterros de massas de solos próximas aos taludes; atividades sísmicas; infiltração por precipitação (por incremento na poropressão positiva em solos de taludes saturados ou eliminação de sucção em solos insaturados); escavação de solos saturados; redução progressiva de resistência ao cisalhamento com o tempo; variações de tensões efetivas no taludes e outros. A NBR 13.028 (2017, ABNT) faz sugestões de fatores de segurança para situações estáticas e dinâmicas em barragens de contenção de rejeitos

Gaioto (2003) apresenta fatores de segurança (FS) para condições mínimas de estabilidades dos taludes da barragem em função das condições de projetos, envoltórias utilizadas e trechos de análise, conforme exposto no QUADRO 2.

QUADRO 2 – FATORES DE SEGURANÇA SUGERIDOS DE ACORDO COM AS CONDIÇÕES DE PROJETO

Caso	Condições de projeto	FS mínimo	Envoltória de resistência	Observações
1	Final de construção	1,3(2)	Q ou S (3)	Talude de montante e de jusante
2	Rebaixamento do reservatório a partir do NA máximo	1,4(4)	R,S	Talude de montante Envoltória composta
3	Rebaixamento do reservatório a partir do NA do vertedor	1,2	R,S	Talude de montante Envoltória composta
4	Operação, com reservatório parcial	1,5	$(R+S)/2$ para $R < S$ S para $R > S$	Talude de montante Envoltória média
	Operação, com reservatório nível máximo	1,5	$(R+S)/2$ para $R < S$ S para $R > S$	Talude de Montante Envoltória média
5	Terremoto (casos I, IV e V com carregamento sísmico)	1,0	---(5)	Talude de montante e de jusante

FONTE: Adaptado de Gaioto (2003)

Notas:

- a) Não aplicável aos maciços sobre fundação de folhelhos argilosos; nessas condições, devem ser utilizados coeficientes de segurança maiores;
- b) Para maciços com mais de 15 m de altura, sobre fundação relativamente fraca, deve-se utilizar coeficiente de segurança mínimo de 1,4;
- c) Em zonas onde não se antevê excesso de pressão neutra, deve-se utilizar a envoltória S;
- d) Quando as pressões neutras são obtidas a partir de rede de fluxo de rebaixamento, o coeficiente de segurança não deve ser menor que 1,5;
- e) Para o caso analisado, sem terremoto, deve-se usar a envoltória de resistência.
- f) As letras Q (“*quick*”), R (“*rapid*”) e S (“*slow*”) referem-se aos ensaios não adensado e não drenado (UU), adensado e não drenado (CU) e adensado e drenado (CD), respectivamente.

O MI(2002) especifica ainda os seguintes valores para adoção de fatores de segurança em barragens na avaliação de estabilidade de taludes:

- a) Percolação permanente com o reservatório na cota máxima: $FS \geq 1,5$;
- b) Término de construção antes do enchimento do reservatório: $FS \geq 1,25$ a 1,3;
- c) Ocorrência de evento sísmico: $FS \geq 1$.

2.6.5. Terremotos

Khan (2013) citou que terremoto é um termo associado a um evento sísmico, que pode ter causas naturais ou antrópicas, e se materializa a partir da geração de ondas em solos ou rochas. Villaverde (2009) citou que esse é um fenômeno de vibração ou movimentação da faixa da crosta terrestre, cujas causas são oriundas de:

- a) Forças tectônicas;
- b) Atividade vulcânica;
- c) deslizamento ou queda de uma grande massa de rocha ou solo;
- d) Explosões nucleares;
- e) Impacto de meteoro;
- f) Enchimento de reservatórios e/ou poços.

Khan (2013) afirmou que esse fenômeno é registrado através da relação entre vibração (frequência) *versus* tempo, cujos intervalos regulares de tempo são registrados de modo a considerar a chegada do registro da primeira onda P e da primeira onda S. O autor afirmou ainda que dois parâmetros são utilizados na avaliação dos terremotos: intensidade e magnitude. A intensidade representa o impacto gerado em um determinado local através da quantidade de agitação e dano, já a magnitude envolve o aumento da amplitude de agitação; é a maior onda registrada a uma determinada distância do terremoto.

Lopes e Nunes (2011) comentaram que a magnitude é um termo que define o quanto um sismo é maior em relação a outro. Já a intensidade sísmica é um parâmetro que se destina a avaliação dos efeitos e danos produzidos pelo terremoto.

A construção de barragens de rejeitos geralmente se baseia em critérios de enchimento hidráulico. No entanto, essa forma de avaliação tem-se demonstrado ineficiente quanto a condições de projetos referentes a carga sísmica. Dessa forma, um evento sísmico também pode promover instabilidade nos taludes, rupturas de diques de retenção e processos de liquefação da praia de rejeitos (TRONCOSO, 1986).

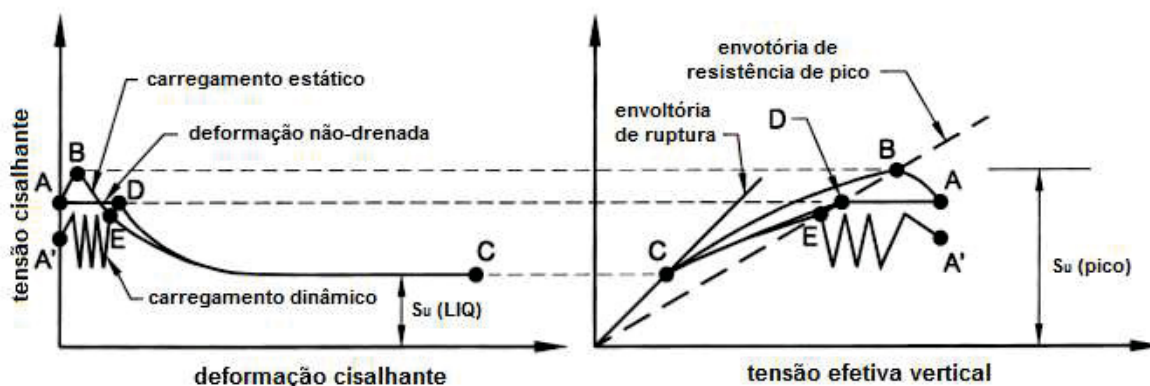
Araújo (2006) citou que o potencial de ruptura por liquefação deve ser considerado principalmente em regiões sismicamente ativas, e, especialmente para barragens construídas pelo método de linha à montante. Quando a construção do alteamento é rápida, o excesso de poropressões não é dissipado e o potencial de liquefação é maior.

Olson e Stark (2003) citaram que as rupturas por liquefação induzidas por sismos não representam condições de tensões que correspondem à resistência ao cisalhamento não drenada de pico ($S_{u,yield}$) e razão de resistência liquefeita ($\frac{S_u}{\sigma'_{vo}}$), respectivamente.

Usando FIGURA 18, a o elemento do solo no estado de tensão e deformação é representado pelo ponto A. Tal elemento pode ser atingido por um carregamento drenado ou não drenado. Além disso a tensão de cisalhamento estática pode ser suportada pelo elemento e ser maior que a resistência ao cisalhamento liquefeito, consequentemente, o solo é então submetido a uma carga sísmica ou dinâmica.

Se a duração e intensidade da carga sísmica for suficiente para causar a elevação da poropressão, situação que possibilita que o elemento em análise saia do ponto A e migre ao ponto E, a liquefação é desencadeada e o elemento se move do ponto E para o ponto C, ou seja, atinge a resistência liquefeita ou residual.

FIGURA 18 – ESQUEMA DO COMPORTAMENTO NÃO DRENADA DE SOLO ARENOSO SATURADO E CONTRATIVO



FONTE: Modificado de OLSON e STARK (2003)

2.7. FORMAÇÃO DE BRECHA DE RUPTURA

Collischon e Tucci (1997) citaram que a brecha “...é a abertura formada pela falha da barragem, pela qual a água do reservatório passa podendo alargá-la ou aprofundá-la”.

As brechas de barragens de aterro geralmente possuem um formato trapezoidal, de modo que a forma e o tamanho da brecha são definidos pela largura de base e pelo ângulo de inclinação lateral, ou, de modo mais simples, pela largura média de brecha (WAHL, 2004).

Macdonald e Langride-Monopolis (1984) citaram que os mecanismos formadores de brecha podem ser classificados em duas categorias:

- Brechas formadas pela remoção de uma porção súbita ou na totalidade da estrutura de aterro, como resultado de tensões excessivas forças sobre a estrutura;
- Brechas formadas pela erosão do aterro do material, sendo que nesse caso o mecanismo predominante de formação de brecha é, para uma grande medida, dependente do tipo de barragem.

Gomes *et al.* (2015) informou que os principais parâmetros geométricos que definem a brecha de ruptura, conforme a FIGURA 19, são:

- Profundidade da brecha, no caso a altura da brecha de ruptura, que corresponde a cota vertical formada pela base inferior da brecha após sua completa formação e da crista da barragem;
- Largura da brecha, sendo a dimensão correspondente a largura final da base inferior

após a sua completa formação;

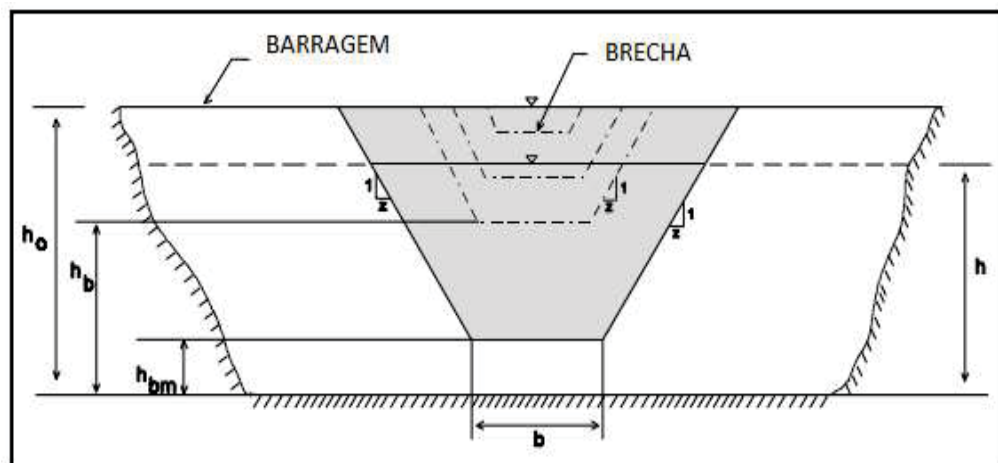
- c) Inclinação dos taludes laterais da brecha, que são as inclinações laterais da brecha que caracterizam ou descrevem sua abertura;

Além dos parâmetros geométricos, Gomes *et al.* (2015) menciona também os parâmetros de evolução temporal da brecha, que são:

- a) Tempo de iniciação da brecha, que é relativo ao intervalo entre o começo de indícios de fluxo através do corpo da barragem e a formação da brecha de ruptura final;
- b) Tempo de formação da brecha de ruptura final, ou tempo de falha, que corresponde ao intervalo onde surgem os primeiros indícios até a formação total da brecha de ruptura.

Chauhan *et al.* (2004) sinalizam que o tamanho e o tempo de formação da brecha dependem das características da barragem (tipo de estrutura, propriedades do material de construção e carga existente no reservatório) e do local em que é instalada (topografia e características da fundação do barramento). Tais aspectos influenciam e podem, portanto, dificultar a precisão das dimensões das brechas de ruptura. Froelich (2008) comentou que a formação de uma brecha numa barragem de aterro depende de variados fatores, dentre eles a geometria do aterro, composição do material, método construtivo, tipo e grau de aterro, crista e capa protetora, dimensão do reservatório e outros.

FIGURA 19 – FORMAÇÃO DE BRECHA DE RUPTURA EM UMA BARRAGEM



FONTE: Adaptado de FREAD e LEWIS (1998)

Onde:

h_b : Altura instantânea da base da brecha;

h_d : Altura original da barragem;

h_{bm} : Altura final da base da brecha;

b : Largura máxima da brecha.

Como pode se verificar na FIGURA 19, a brecha se inicia num ponto e avança progressivamente com o tempo até que atinja sua largura máxima (COLLISCHONN; TUCCI, 1997). Os mesmos autores citaram que a partir do modelo DMBREAK, uma formulação baseada em parâmetros básicos (tempo, forma e largura da brecha) pode ser obtida, e, com isso obtém-se a Equação (1):

$$h_b = h_d - (h_d - h_{bm}) \left(\tau b / \tau \right)^\rho \quad (1)$$

Onde:

h_b : Altura instantânea da base da brecha;

h_d : Altura original da barragem;

h_{bm} : Altura final da base da brecha;

τ_b : Tempo desde o início da formação da brecha;

τ : Tempo total da formação da brecha;

ρ : Parâmetro de grau não linearidade (igual a 1 se for linear ou igual a 2 se for não linear) .

Através de algumas simplificações é possível obter a brecha instantânea de ruptura (b_i), ou seja, formada em um determinado instante, pode ser obtida com a Equação (2).

$$b_i = \left(\tau_b / \tau \right)^\rho \quad (2)$$

Onde:

b_i : Base da brecha;

τ_b : Tempo desde o início da formação da brecha;

τ : Tempo total da formação da brecha;

ρ : Parâmetro de grau não linearidade (igual a 1 se for linear ou igual a 2 se for não linear) .

Brunner (2014) comentou que algumas agências federais publicaram recomendações de possibilidades de valores de comprimentos, de inclinação lateral e de tempo de desenvolvimento para brechas de ruptura. Na elaboração do estudo foram sugeridas estimativas limite (máximo e mínimo) para definição de parâmetros da brecha, conforme a TABELA 4.

TABELA 4 – RECOMENDAÇÕES DE VALORES DE BRECHA DE RUPTURA

Tipo de barragem	Largura média da brecha (B _{ave})	Declividade lateral da brecha de ruptura (H:V)	Tempo de falha - t _f (horas)	Entidades
Terra/ Enrocamento	(0,5 a 3,0) x HD	0 a 1,0	0,5 a 4,0	USACE 1980
	(1,0 a 5,0) x HD	0 a 1,0	0,1 a 1,0	FERC
	(2,0 a 5,0) x HD	0 a 1,0 (ligeiramente maior)	0,1 a 1,0	NWS
	(0,5 a 5,0) x HD	0 a 1,0	0,1 a 4,0*	USACE 2007
Concreto (Gravidade)	Blocos monolíticos	Vertical	0,1 a 0,5	USACE 1980
	Usualmente ≤ 0,5 L	Vertical	0,1 a 0,3	FERC
	Usualmente ≤ 0,5 L	Vertical	0,1 a 0,2	NWS
	Blocos monolíticos	Vertical	0,1 a 0,5	USACE 2007
Concreto (Arco)	Represa inteira	Declividade da face do vale	≤ 0,1	USACE 1980
	Represa inteira	0 a declividade da face do vale	≤ 0,1	FERC
	(0,8 x L) a L	0 a declividade da face do vale	≤ 0,1	NWS
	(0,8 x L) a L	0 a declividade da face do vale	≤ 0,1	USACE 2007
Escória/Rejeitos	(0,8 x L) a L	1,0 a 2,0	0,1 a 0,3	FERC
	(0,8 x L) a L	---	≤ 0,1	NWS

FONTE: Adaptado de BRUNNER(2014)

Obs.: 1. As barragens que têm grandes volumes de água e extensos comprimentos de crista irão continuar erodindo com longa duração (enquanto uma significativa quantidade de água flui através da brecha), e, podem ter, portanto, larguras e tempos de ruptura mais longos que os anunciados na TABELA 4.

2. HD = Altura da Barragem; L = Comprimento da barragem; FERC = Comissão Federal Reguladora de Energia; NWS = Serviço de Água Nacional.

2.8. ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDE

De acordo Ahrendt (2005) existem vários tipos de análises de estabilidade de taludes que permitem conduzir a identificação de um evento perigoso com base nas condições naturais do meio e também dos mecanismos que possam gerar instabilidades a partir de parâmetros adotados na análise. Para se obter um comportamento próximo do real, seriam necessárias caracterizações geológico-geotécnicas mais detalhadas. Entretanto, dada a quantidade de dados exigida, muitas vezes essas análises tornam-se morosas e inviáveis economicamente. Portanto, o tipo de análise utilizada em cada estudo dependerá do tamanho da área estudada, do tempo e recursos financeiros disponíveis e da quantidade necessárias de dados.

Segundo Pereira (2013) existem três métodos que podem ser analisados para avaliar a estabilidade de taludes, que são:

- a) Métodos analíticos;
- b) Métodos experimentais;
- c) Métodos observacionais.

O método analítico segue a teoria do equilíbrio limite, análise limite e dos modelos matemáticos de tensão vs. deformação. Em relação aos métodos experimentais, existe o emprego de modelos físicos com escalas diferenciadas. Já os métodos observacionais fundamentam-se na experiência acumulada a partir da análise de rupturas anteriores, tais como: retro análise, ábacos de projetos, opinião especializada, etc.

Chen⁹ (1975 *apud* GUTSTEIN, 2011) citou que os métodos das linhas de deslizamento e da análise limite se baseiam na teoria da plasticidade, em que um mecanismo de suposições de linhas de ruptura (plana, circular e espiral logarítmica, etc.) é gerado. Massad (2003) afirmou que para o emprego de tal método, deve-se admitir que o solo possui um comportamento rígido-plástico perfeito, no qual há a possibilidade de rompimento brusco sem deformação. Nesse caso, a superfície deve fornecer o menor fator de segurança ao deslizamento e a superfície de

⁹CHEN, W. F. **Limit analysis and soil plasticity**. Amsterdam: Elsevier Science Publishers, 1975.

ruptura mais crítica.

Fiori e Carmignani (2013) citaram que na análise do equilíbrio limite as forças que tendem a induzir à ruptura ou ao movimento são exatamente balanceadas pelas forças resistentes. A força resistente a movimentação (R) é dada pelo produto entre a resistência ao cisalhamento bloco-plano e a área do bloco, no caso dos taludes, seria a representação do contato solo–solo baseado no critério de *Mohr-Coulomb*, conforme Equação 3.

$$\tau = c + \sigma_n \operatorname{tg} \emptyset \quad (3)$$

Onde:

A: Área de contato do bloco;

C: coesão do solo

\emptyset : ângulo de atrito do solo.

Cabe ressaltar que o fator de segurança obtido é único em toda a superfície de ruptura. Considerando a coesão nula e a tensão cisalhante como a razão entre a força cisalhante e a área de contato do bloco, pode-se estabelecer a seguinte Equação 4:

$$S = \frac{\text{Forças Resistentes}}{\text{Forças Solicitantes}} = \frac{t}{\sigma_s} \quad (4)$$

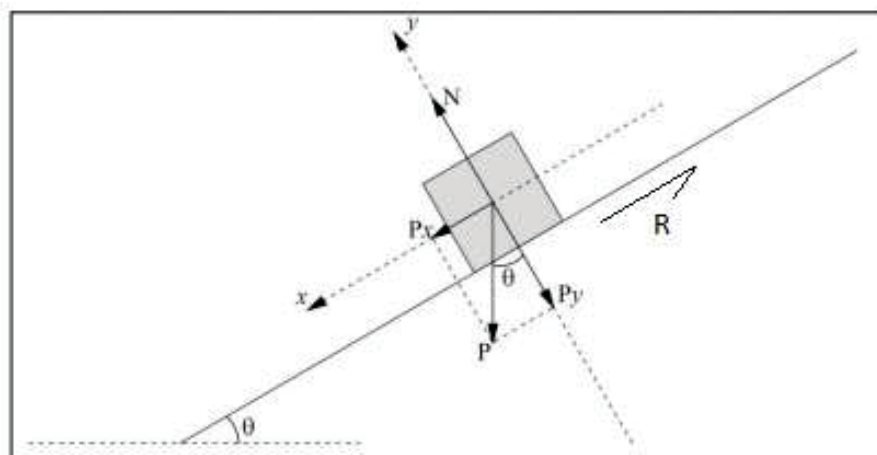
Onde:

τ : forças resistentes ao cisalhamento do solo;

σ_s : forças solicitantes referentes a tensão normal.

Fiori e Carmignani (2013) citaram que do ponto de vista teórico, a massa de solo é submetida a três campos de força distintos (peso dos materiais, escoamento de água e resistência ao cisalhamento), conforme se verifica na FIGURA 20. Os autores concluem ainda que para atingir o equilíbrio com essa formulação, faz-se necessário que a inclinação do talude i seja menor ou igual ao ângulo de atrito \emptyset .

FIGURA 20 – MODELO FÍSICO PARA AVALIAÇÃO DE ESTABILIDADE



FONTE: Adaptado Pereira (2013)

Segundo Jansen¹⁰(1988 *apud* GUTSTEIN,2011), o método do equilíbrio limite foi adotado no *U.S Army Corps of Engineers*, a partir de 1981, cuja a formulação foi abordada na Equação 5 em função do fator de segurança (FS) considerando as tensões cisalhantes:

$$FS = \frac{\tau_r}{\tau} = \frac{c(\sigma_z - U)tg\phi}{\tau} \quad (5)$$

Onde:

τ_r : Tensão de cisalhamento resistente na superfície de escorregamento;

τ : Tensão de cisalhamento atuante na superfície de escorregamento;

$\sigma_z - U$: Diferença entre tensão normal efetiva atuante na superfície de escorregamento;

ϕ : Ângulo de atrito da superfície de escorregamento em análise;

c: Coesão ao longo da superfície de escorregamento.

No QUADRO 3 foi anunciado os métodos mais comumente utilizados para avaliação de estabilidade de talude que foram fundamentados pela abordagem do equilíbrio limite.

¹⁰JANSEN, R. B. **Advanced Dam Engineering for Design, Construction, and Rehabilitation**. New York : Van Nostrand Reinhold, 1988.

QUADRO 3 – MÉTODOS DE ESTABILIDADE DE TALUDE

Método	Forma		Equilíbrio de Esforços	
	Circular	Não Circular	Equilíbrio de Momentos	Equilíbrio de forças
Talude Infinito		X		X
Método das cunhas		X		X
Taylor	X		X	
Fellenius	X		X	
Bishop	X	(X)	X	(X)
Bishop Simplificado	X	(X)	X	
Janbu Simplificado	(X)	X		X
Lowe e Karafiath	X	(X)		X
Spencer	X	(X)	X	X
Morgenstern e Price	X	X	X	X
Janbu Rigoroso	X	X	X	X
Fredlund e Krahn	X	X	X	X

FONTE: Adaptado Fedlund e Kranh(1977 *apud* PEREIRA, 2013)

Observação: O método pode ser adaptado para tal situação onde tiver (x).

Gerscovich (2012) discrimina o fator de segurança (FS) em três situações de estabilidade, sendo elas:

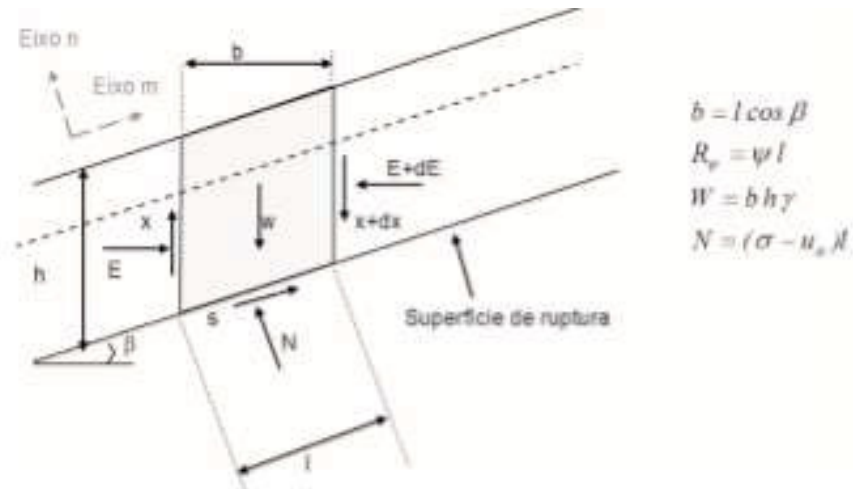
- FS > 1, que representa um talude estável;
- FS = 1, que representa a ocorrência de ruptura do talude;
- FS < 1, situação a qual não significado físico, ou seja, o material já teria rompido, ou seja, haveria extrapolado o critério de equilíbrio limite do talude.

2.8.1. Método do talude infinito

Segundo Gerscovich, Vargas e de Campos (2016), o método do talude infinito é utilizado quando o escorregamento é predominantemente translacional, paralelo à superfície do talude. Neste método, os esforços em uma fatia podem ser identificados como peso, a resultante de esforços normais (N) e a resistência na base da fatia (s), conforme FIGURA 21.

Este método é geralmente empregado na avaliação de fator de segurança (FS) em ruptura planar de regiões serranas. Massad (2003) citou que em encostas naturais se caracteriza por grandes extensões e pela reduzida espessura do manto, sendo a geometria da ruptura planar e especificamente no contato solo/rocha.

FIGURA 21 – TALUDE INFINITO: DIAGRAMA DE FORÇAS NUMA FATIA



FONTE: GERSCOVICH, VARGAS JR. E DE CAMPOS (2016)

Fiori e Carmignani (2013) citaram que neste método a condição de equilíbrio limite é atingida quando as quatro forças existentes atingem se contrabalançam entre si, sendo elas: o peso próprio da fatia (W), Empuxo (E , $E+dE$) e a reação do peso da fatia (N).

A partir do equilíbrio de forças de uma fatia genérica é possível estimar o fator de segurança (FS) e assim avaliar as condições de estabilidade da massa. A Equação 6 descreve como é feita a avaliação de equilíbrio de massa em função das informações da FIGURA 21.

$$s = \frac{c'l}{F_s} + N \frac{tg\varphi'}{F_s} + (u_a - u_w)l \frac{tg\varphi^b}{F_s} \quad (6)$$

A partir da FIGURA 21, considerando que:

- forças entre fatias se anulam, isto é, $dX = dE = 0$;
- o equilíbrio de forças nas direções paralela e perpendicular à superfície do talude;
- a ausência de sucção do material e vegetação;
- A resistência ao cisalhamento não-drenada (S_u) ocorre em função da coesão não drenada, ou seja, $c' = S_u$, consequentemente ângulo de atrito nulo ($\varphi = 0$);
- Fator de segurança igual a 1 (condição de ruptura do talude).

Obtém-se a Equação 7:

$$tg\beta = \frac{S_u}{\gamma \cdot H \cdot \cos^2\beta} \quad (7)$$

Onde:

β : Ângulo do plano de ruptura;

S_u : Resistência ao cisalhamento não drenada do material;

γ : Peso específico do material;

H : Altura média do material;

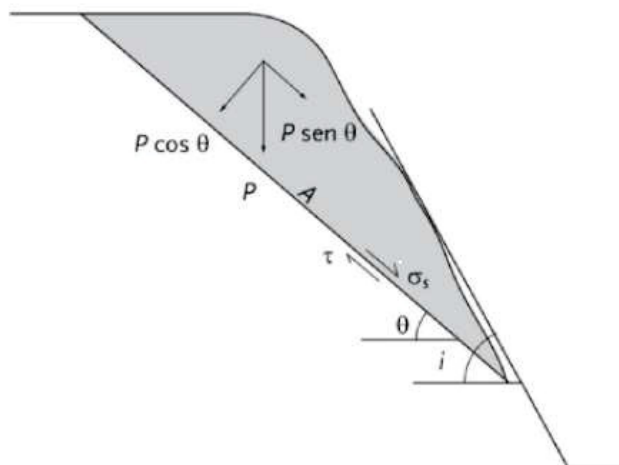
2.8.2. Método do talude finito

Fiori (2015a) conceitua talude finito como uma formação cuja “altura, base e o topo são definidos”, de forma que a ruptura não ocorre paralela à superfície do terreno.

Gerscovich (2012) informou que as superfícies de ruptura planares (Ver FIGURA 22) são características de encostas cujo plano de fraqueza apresenta contrastes significativos na resistência de cisalhamento. Fiori e Carmignani (2013) citaram esta superfície podem se instalar num plano predeterminado de origem natural (taludes naturais) ou artificial (taludes de aterros).

Gerscovich (2012) afirmou que eventualmente as superfícies planares podem eventualmente ser consideradas uma alternativa para solos homogêneos, uma vez que não há como ter uma noção prévia da inclinação da superfície potencial. Fiori e Carmignani (2013) citaram que nesta situação adota-se a hipótese de ruptura pelo método de Culmann (1875).

FIGURA 22 – TALUDE FINITO: DIAGRAMA DE FORÇAS NA CUNHA



FONTE: FIORI (2015)

Sabendo que o peso da cunha deslizante é obtido pelo produto entre o peso específico da cunha do solo e o volume da cunha e considerando o critério *Mohr-Coulomb*, Fiori e Carmignani (2013) o fator de segurança pelo método de Culmann através da Equação 8:

$$F_s = \frac{2C}{\gamma_{nat} \cdot H \cdot \cos \theta \cdot \sin(i - \theta) \cdot \sin \theta} + \frac{\tan \phi}{\tan \theta} \quad (8)$$

A partir da FIGURA 22, considerando que:

- a) O talude possui $i = 90^\circ$ (perpendicular à base);
- b) a ausência de sucção do material e vegetação;
- c) A resistência ao cisalhamento não-drenada (S_u) ocorre em função da coesão não drenada, ou seja, $c' = S_u$, consequentemente ângulo de atrito nulo ($\phi = 0$);
- d) Fator de segurança igual a 1 (condição de ruptura do talude).

Obtém-se a Equação 9:

$$\sin \theta = \frac{2 S_u}{\gamma \cdot H \cdot \sin(90^\circ - \theta)} \quad (9)$$

Onde:

θ : Ângulo do talude pós ruptura;

S_u : Resistência ao cisalhamento não drenada do material;

γ : Peso específico do material;

H : Altura do talude;

2.9. FATOR DE ESCALA – REPRESENTATIVIDADE MODELO REDUZIDO VERSUS PROTÓTIPO

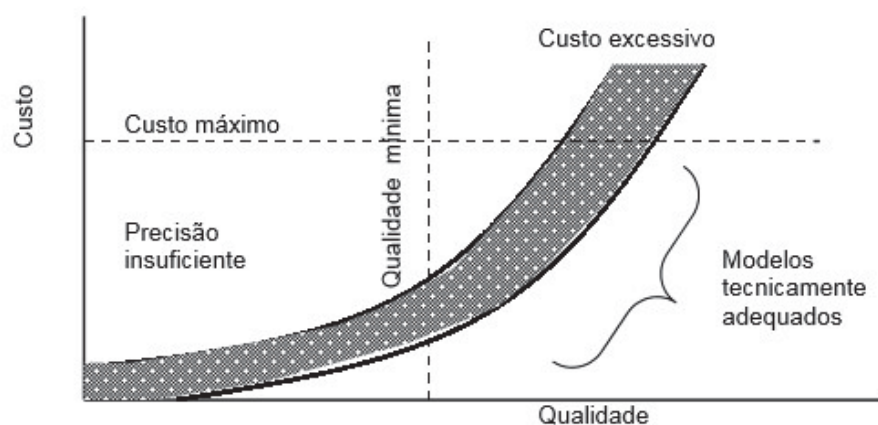
Estudos de ruptura de barragens com auxílio do modelo reduzido podem ser representativos para avaliar o desempenho e comportamento de liberação do material durante o evento de ruptura sendo vantajoso pelo custo, tempo, facilidade de repetitividade, avaliação de determinadas variáveis e outros. Jentzsch (2002) citou que a utilização de modelos reduzidos

para compreensão dos fenômenos físicos de um sistema se consagrou com a concepção da teoria da similitude, a partir do Séc. XIX, cujo foco foi indústria aeronáutica e naval. Motta (1972) afirmou que a utilização dos modelos físicos se torna necessária, em verdadeira grandeza, quando não se há controle sobre todas as variáveis envolvidas no processo ou quando se pretende medir algo que deverá ser construído.

O principal objetivo da teoria da similitude é a obtenção de comportamento semelhante entre o protótipo e o modelo reduzido, desta forma obter previsões coerentes e proporcionais ao fenômeno real. Existirá semelhança quando as características homólogas se apresentarem constantes entre si. (JENTZSCH, 2002). Munson, Young e Okiishi (2004) realçaram aspectos referentes a predição comportamental entre os modelos de escala real e o modelo físico, além de citar que erros e falhas ocorrentes no modelo físico por conta da má interpretação ou condução pode impactar na avaliação.

Koltzsch e Waden¹¹(1990 *apud* JENTZSCH, 2002) inferiu que há relações íntimas entre o nível de detalhamento e dos materiais utilizados, ou seja, qualidade com o custo empregado no modelo. Logo quando maior a reprodução dos detalhes geométricos e das propriedades dos materiais usados, tendenciosamente, há uma maior representatividade, como pode ser vista na FIGURA 23.

FIGURA 23 – RELAÇÃO CUSTO VS QUALIDADE DO MODELO REDUZIDO



FONTE: Adaptado de Koltzsch e Waden (1990 *apud* JENTZSCH, 2002)

Jentzsch (2002) citou que as reproduções físicas de processos, estruturas e objetos podem ser obtidas por analogias ou homologia. Na analogia, o protótipo (modelo real) e o

¹¹ KOLTZSCH, P., WALDEN, F. **Ahnlichkeitstheorie und modeltechnik. Heft 1.** Freiberg: TU Bergakademie Freiberg, 1990.

modelo reduzido apresentam qualidades básicas distintas, mas mantem as características funcionais e estruturais, já na homologia as qualidades físicas são mantidas, sendo a diferença em aspectos quantitativos e na sua forma.

Murphy¹² (1950 *apud* JENTZSCH, 2002) categoriza os modelos reduzidos em quatro tipos, que são:

- a) Modelos verdadeiros – Guardam as características relevantes do modelo real, quando reproduzidas em escala e dessa forma conseguem reproduzir de forma fidedigna os critérios de projeto e de operação da estrutura;
- b) Modelos adequados – São modelos mais restritos, sendo capaz de representar uma característica específica, porém menos acurado em outras características;
- c) Modelos distorcidos – São menos precisos e violam critérios de projeto, dessa forma necessitam de equações para corrigir as imprecisões do modelo;
- d) Modelos dissimilares – Apresentam distinção qualitativas do ponto de vista físico, porém possuem características funcionais e estruturais.

A Teoria da Similitude entre protótipo e modelo reduzido pode ser estabelecida para um modelo em escala real quando há uma resposta similar em ter aspectos similaridade dinâmica, cinética e geométrica entre ambos. (CARGIL E KO¹³, 1983 *apud* DELL' AVANZY ET AL., 2006).

Dell' Avanzi *et al.* (2006) citaram que o fator de escala entre protótipo e modelo reduzido é regido por dois tipos de similitudes, que são: geométrico e cinemático. A similitude geométrica busca estabelecer uma equivalência de comportamento a partir das relações de dimensões do protótipo com o modelo reduzido, já a similitude cinemática traz o conceito da equivalência de comportamento aplicado a relação entre a aceleração do modelo real (protótipo) em relação a uma aceleração imposta ao modelo reduzido.

A mesmos autores afirmaram que quando tais relações de similitude existem na mesma proporção possibilita a igualdade de campos de tensão entre os modelos reais e reduzidos, sendo este cenário alcançado com a indução de campos e de aceleração no modelo com auxílio de centrífugas de grande porte.

¹² MURPHY, G. C. **Similitude in engineering**. New Your: Ronald Press, 1950.

¹³CARGILL, K.W. & KO, H.Y. Centrifugal modeling of transient water flow. **Journal of Geotechnical Engineering** 109, No. 4, p.536 –555. 1983.

2.9.1. Fator de escala geométrico

Silva (2013) citou que “similitude geométrica entre protótipo e modelo é obtida pela observância de uma relação constante entre dimensões do protótipo e as dimensões do modelo de dois segmentos homólogos...”. A similitude geométrica (λ) é obtida pela proporção escalar entre as dimensões do protótipo (L_p) e as dimensões do modelo reduzido (L_m), conforme Equação 10:

$$\lambda = \frac{L_p}{L_m} \quad (10)$$

Onde:

L_p : Dimensão do protótipo;

L_m : Dimensão do modelo;

A mesma autora relativiza a magnitude do fator de escala geométrico considerando alguns fatores, que são:

- a) Mudança ou não do material de constituinte do modelo;
- b) Limitação de interferência da presença de instrumentação na resposta do processo físico de interesse.

Além disso, pode o fator de escala geométrico se aplicar a relação de área homólogas definido por λ^2 , conforme Equação 11:

$$\lambda^2 = \frac{A_p}{A_m} = \frac{L_p^2}{L_m^2} = \frac{(\lambda L_m)^2}{L_m^2} \quad (11)$$

Onde:

A_p : Área do protótipo;

A_m : Área do modelo;

L_p : Dimensão do protótipo;

L_m : Dimensão do modelo;

Por fim, a similitude também pode ser submetida a relação entre volumes homólogos definido por λ^3 , conforme Equação 12:

$$\lambda^3 = \frac{V_p}{V_m} \quad (12)$$

Onde:

V_p : Volume do protótipo;

V_m : Volume do modelo;

2.9.2. Fator de escala dos grãos

Dell'Avanzi *et al.* (2006) afirmaram que quando se utiliza o mesmo tipo de solo para ambos os modelos, para garantia da similitude, os ângulos de atrito e a porosidade do material devem possuir equivalência. Desta forma, no caso de solos coesivos, material utilizado no trabalho em questão, o intercepto coesivo do modelo deve possuir uma relação N vezes menor que o intercepto coesivo do protótipo.

Essa relação entre partículas deve possuir um grau de equivalência tal que quando condicionados os mecanismos de instabilização do protótipo, as respostas do mesmo devem ser proporcionais ao simulado no modelo reduzido. Segundo Dell'Avanzi *et al.* (2006), a maneira de se avaliar esta similitude seria estabelecendo uma relação matemática entre o tamanho da partícula de solo sobre o volume de sólidos do modelo, denominado de fator de conformação das partículas (α_{par}), conforme Equação 13:

$$\alpha_{par} = \frac{V_{s,p}}{V_{par}} \quad (13)$$

Onde:

$V_{s,p}$: Volume dos sólidos correspondente a um determinado volume do protótipo;

V_{par} : Volume característico da partícula.

Dell'Avanzi (2002 *apud* DELL AVANZI ET AL., 2006) propõe que o valor de V_{par} seja referente ao valor do diâmetro das partículas 90% passante da curva granulométrica do

material. Partindo da equivalência dos índices de vazios entre modelo reduzido e protótipo é possível estabelecer o fator de conformidade de volume do modelo em relação ao tamanho característico da partícula ($\alpha_{v,m}$) referente a Equação 13:

$$\alpha_{v,m} = (1+e) \frac{\alpha_{par}}{N^3} \quad (14)$$

Onde:

e : Índice de vazios do solo;

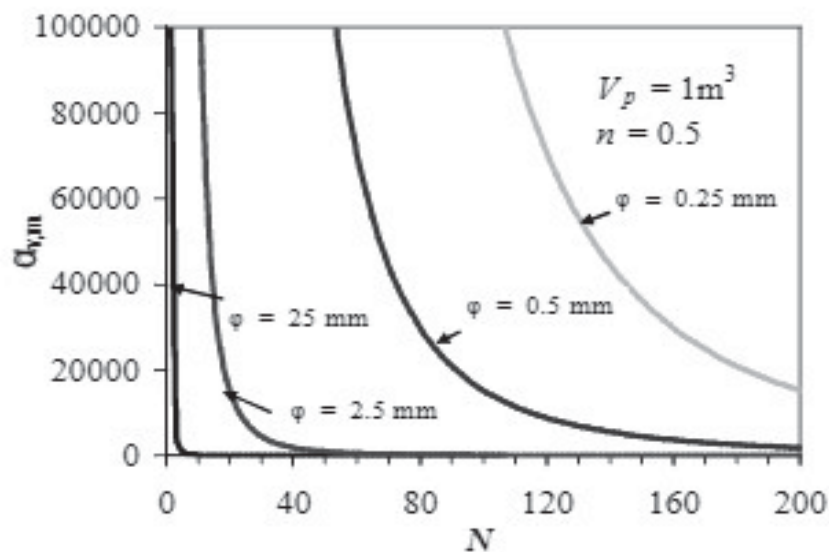
α_{par} : Fator de conformidade da partícula;

N : Fator de escala Geométrica.

Dell' Avanzi *et al.* (2006) propõe um ábaco (ver FIGURA 24) que relaciona o tamanho característico das partículas com o fator de escala geométrica diferenciando os diâmetros das partículas de solo.

Neste ábaco os autores como condições de contorno que as partículas do solo apresentariam a geometria esférica, com relação de porosidade de 0,5 em ambos modelos e por fim, o volume de controle do protótipo foi de 1 m³ de solo.

FIGURA 24 – RELAÇÃO DO TAMANHO CARACTERÍSTICO DA PARTÍCULA VERSUS FATOR DE ESCALA GEOMÉTRICA



FONTE: Adaptado de DELL AVANZI *ET AL.* (2006)

2.9.3. Fator de escala cinemático e dinâmico

Silva (2013) afirmou que consiste numa relação entre “campos de aceleração e velocidade aos quais o protótipo e o modelo estão submetidos”. No caso do experimento em questão as acelerações obedecem a um fator de escala unitário, através da Equação 15:

$$N = \frac{a_p}{a_m} \quad (15)$$

Onde:

a_p : Aceleração do protótipo;

a_m : Aceleração do modelo;

A mesma autora alerta sobre situações onde há presença de materiais semelhantes, com densidade semelhantes, existe a adoção de fator de escala dinâmico relacionando tensões homologas entre protótipo e modelo reduzido, conforme Equação 16:

$$\frac{\sigma_p}{\sigma_m} = \frac{\frac{F_p}{A_p}}{\frac{F_m}{A_m}} \quad (16)$$

Onde:

F_p : Força no protótipo;

A_p : Áres do protótipo;

F_m : Força no modelo;

A_m : Área do modelo.

Sendo $\lambda^3 = \frac{\lambda_p}{\lambda_m}$, Logo a Equação 17:

$$\frac{\sigma_p}{\sigma_m} = \frac{\lambda^3 \frac{F_p}{F_m}}{\lambda^2 \frac{A_p}{A_m}} = \lambda \quad (17)$$

Quando existe similitude cinemática unitária, situação perseguida em modelos centrifugados, as grandezas obedecem ao QUADRO 4.

QUADRO 4 – PARÂMETROS DE SIMILITUDE PROTÓTIPO VERSUS MODELO FÍSICO

Grandeza	Fator de escala (protótipo/modelo)
Aceleração	1
Comprimento	λ
Área	λ^2
Volume	λ^3
Força	λ^3
Densidade	1
Massa	λ^3
Peso Específico	1
Tensão	λ
Ângulo de Atrito	1
Porosidade	1
Módulo de Elasticidade	λ
Intercepto Coesivo	λ
Inércia	λ^4

FONTE: Adaptado de SILVA (2013)

Lazarim (2015) afirmou existir duas possibilidades de similitude cinemática, sendo elas:

- Impor uma mesma aceleração para ambos (protótipo e modelo reduzido), exemplo da mesma seria assumir a gravidade terrestre;
- Submeter campos de acelerações maiores nos modelos reduzidos em relação ao protótipo, afim de equivaler os campos de tensão do modelo na mesma proporção do fator de escala geométrico.

2.10. MÉTODO DE OLSON E STARK

Olson e Stark (2003) citaram que a liquefação dos rejeitos pode ocorrer em solos submetidos às tensões de cisalhamento estáticas em condições de declives, taludes ou fundações. Para que estas análises sejam realizadas faz-se necessário seguir três procedimentos, sendo eles:

- Análise de susceptibilidade de liquefação;
- Análise de ativação do mecanismo de liquefação;

c) E análise de estabilidade de taludes após a falha (pós-liquefação).

A FIGURA 18 apresenta, de forma esquemática, o comportamento de processos saturados, de solos arenosos em estado não drenado diante a carregamentos dinâmicos e estáticos. Como pode ser visto, o solo contrativo a princípio encontra-se em um depósito, que seria representado pelo ponto A.

A medida em que há carregamento da estrutura com inserção de camadas de aterro, a tensão de cisalhamento não drenada pode alcançar a resistência de pico (ponto B), mobilizando desta forma a máxima resistência do solo em condições não drenadas. Ao continuar os processos de aterramento desta estrutura, este solo pode atingir níveis de tensões até romper, consequentemente há aumento de deformações cisalhantes até se estabilizar na resistência ao cisalhamento não drenada residual (ponto C) ou S_u (LIQ).

Hanzawa, Itoh e Suzuki¹⁴ (1979 *apud* OLSON E STARK, 2002) mediram as resistências ao cisalhamento de pico a partir de ensaios de compressão triaxial não drenados consolidados em amostras de areia contrativas saturadas e testadas na mesma proporção de índice de vazios, mas várias pressões de confinamento efetivas. Estas resistências ao cisalhamento de pico produziram uma envoltória de resistência ao cisalhamento de pico aproximadamente linear no espaço das trajetórias de tensão.

A liquefação pode ser desencadeada por carregamentos estáticos, dinâmicos ou deformação sob uma tensão de cisalhamento estática maior do que a força de cisalhamento.

Olson e Stark (2003) definem a relação de resistência $\frac{S_u}{\sigma'_{vo}}$ como relação de resistência elástica, sendo ela equivalente a inclinação da envoltória de resistência, expressa pela Equação 18.

$$\frac{S_u}{\sigma'_{vo}} \approx \tan \varphi_y \quad (18)$$

Onde φ_y representa o ângulo de atrito mobilizado (no diagrama de Mohr-Coulomb). Cabe ressaltar que a diferença nestes parâmetros é que a envoltória do limite de ruptura utiliza a tensão efetiva normal, enquanto que a relação de resistência elástica utiliza a tensão efetiva vertical. Mesmo assim, para a maior parte das liquefações estudadas aqui, parte da superfície

¹⁴HANZAWA, H; ITOH, Y; SUZUKI, K. Shear characteristics of a quick sand in the Arabian Gulf. **Soils Found**, Vol. 194, s/n, p. 1–15, 1979.

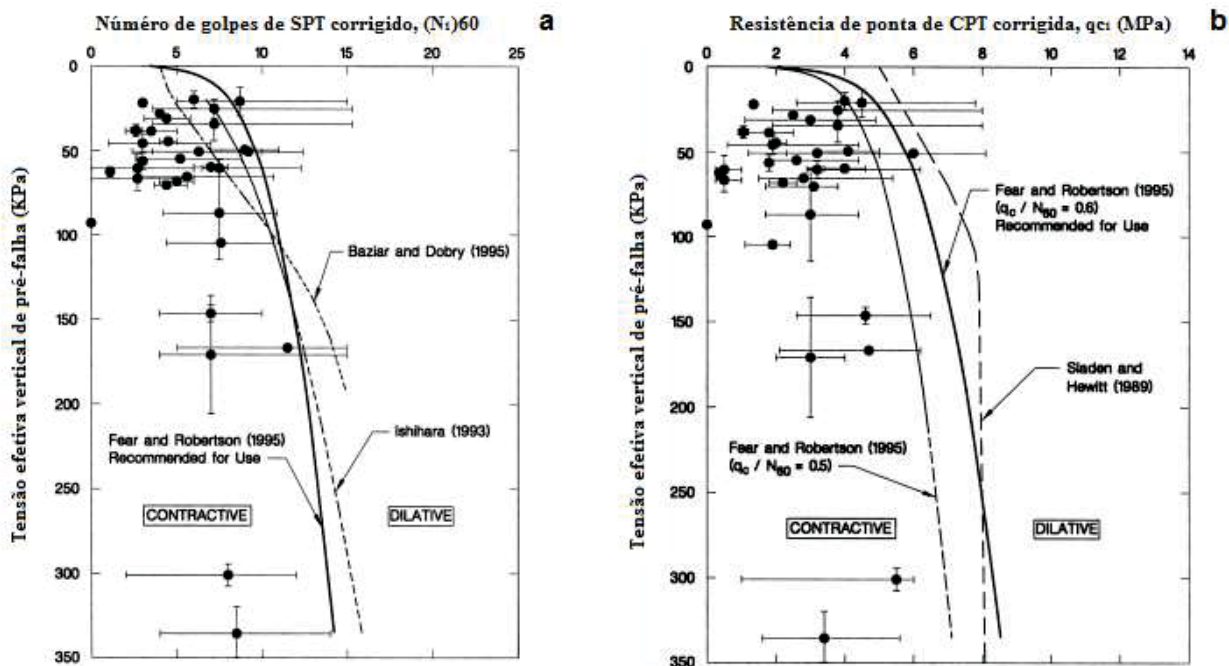
de falha de inicial dentro da zona de liquefação se aproxima das condições de cisalhamento direto. Assim, para a maioria dos eventos, a diferença entre a tensão efetiva vertical e a tensão efetiva normal pode ser mínima.

2.10.1. Susceptibilidade de liquefação

A FIGURA 25 ilustra os ábacos utilizados para entender o comportamento volumétrico a partir de ensaios dinâmicos e estáticos.

Na análise de susceptibilidade de liquefação verifica-se o comportamento do solo do ponto de vista de variação de volume no cisalhamento, ou seja, se o mesmo é contrativo ou dilatante. Olson e Stark (2003) possibilitam a interpretação deste comportamento a partir da relação entre a tensão efetiva normal de pré-falha com os resultados corrigidos dos ensaios dinâmicos (SPT) e ensaios estáticos (CPT), uma vez se comportando como solos dilatantes, tal fenômeno não se desencadeia.

FIGURA 25 – RELAÇÕES DE VERIFICAÇÃO DE SUSCEPTIBILIDADE EM FUNÇÃO DE ENSAIOS DINÂMICOS E ESTÁTICOS



FONTE: Modificado de OLSON e STARK (2003)

LEGENDA: a) Avaliação de susceptibilidade com uso do SPT

b) Avaliação de susceptibilidade com uso do CPT

Os mesmos autores afirmaram que os valores podem ser também obtidos matematicamente, a partir das equações das curvas de Fear e Robertson (1995), referentes às Equações 19 e 20.

$$\sigma'_{vo \text{ boundary}} = 9,58 \times 10^{-4} [(N_1)_{60}]^{4,79} \quad (19)$$

$$\sigma'_{vo \text{ boundary}} = 1,10 \times 10^{-2} [(q_c)_1]^{4,79} \quad (20)$$

Onde:

$(N_1)_{60}$: Número de golpes de SPT corrigida com rendimento de 60%;

$(q_c)_1$: Resistência de ponta de CPT corrigida;

Fear e Robertson¹⁵ (1995 *apud* OLSON E STARK,2003) sugerem um fator de conversão $\frac{q_c}{N_{60}} = 0,60$. Os valores de $\sigma'_{voboundary}$ e q_c tem unidades de KPa e MPa, respectivamente.

2.10.2. Ativação do mecanismo de liquefação

Nesta etapa verifica se a combinação estática, sísmica e/ou outras tensões de cisalhamento excedem a resistência ao cisalhamento dos solos contrativos. Na pesquisa em questão foram desconsiderados os efeitos sísmicos na formação liquefação.

Olson e Stark (2003) descrevem a avaliação de ativação da liquefação seguindo determinados procedimentos, sendo eles:

- a) Gerar uma retroanálise da estabilidade da inclinação da geometria pré-falha para estimativa da tensão de cisalhamento estática ($\tau^{estática}$) nos solos liquefeitos contrativos. Um valor de ensaio de resistência ao cisalhamento é assumido para os solos liquefeitos e a resistência ao cisalhamento atribuída aos solos liquefeitos é modificada até que se obter FS=1. Quando totalmente mobilizado, drenado ou não drenado, os esforços de cisalhamento são atribuídos aos solos não-liquefeitos;

¹⁵FEAR, C. E.; ROBERTSON, P. K. 1995. **Estimating the undrained strength of sand: A theoretical framework**. Can. Geotech. J.,v. 32, n. 5,859–870. 1995.

- b) Divide-se a superfície de ruptura crítica em vários segmentos. Os autores recomendam que a análises realizadas para este estudo, utilizem em média de dez a quinze fatias;
- c) Determinar o valor médio ponderado de σ'_{vo} ao longo da superfície de ruptura crítica e calcular a relação $\tau^{estática} / \sigma'_{vo(média)}$. Alternativamente, a $\tau^{estática} / \sigma'_{vo(média)}$ pode ser estimada a partir de *softwares* que permitem que as resistências ao cisalhamento da camada sejam introduzidas como relações de resistência, isto é, S_u / σ'_{vo} ;
- d) Determinar o valor de $S_u(pico) / \sigma'_{vo}$ usando o número de golpes SPT corrigido para 60% de eficiência e/ou resistência de ponta média corrigida de CPT, conforme equações 21 e 22, respectivamente;

$$\frac{S_u(pico)}{\sigma'_{vo}} = 0,205 + 0,0075[(N_1)_{60}] \pm 0,04 \quad (21)$$

$$\frac{S_u(pico)}{\sigma'_{vo}} = 0,205 + 0,0143[(q_{c1})] \pm 0,04 \quad (22)$$

Onde:

$(N_1)_{60}$: Número de golpes de SPT corrigida com rendimento de 60%;

$(q_c)_1$: Resistência de ponta de CPT corrigida.

- e) Calcular os valores de $S_u(pico)$ e $\tau^{estática}$ para cada segmento da superfície de ruptura crítica multiplicando os valores de $S_u(pico) / \sigma'_{vo}$ e $\tau^{estática} / \sigma'_{vo(média)}$ pela σ'_{vo} para o segmento, respectivamente;
- f) Estimar o fator de segurança contra a ativação mecanismo de liquefação ($FS_{liquefação}$), usando a Equação 23:

$$FS_{liquefação} \approx \frac{S_u(pico)}{\tau^{estática} + \tau^{sísmico} + \tau^{outros}} \quad (23)$$

Onde:

$S_u(pico)$: Resistência não-drenada máxima;

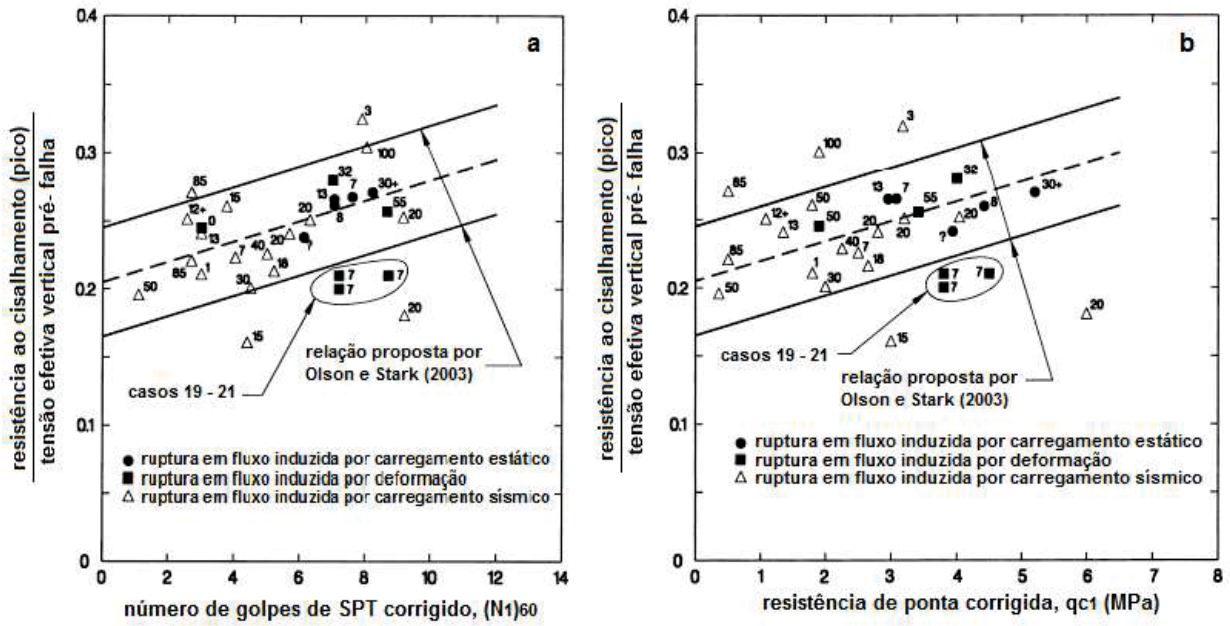
$\tau^{estática}$: tensão de cisalhamento estática;

$\tau^{sísmica}_{média}$: tensão de cisalhamento sísmica média;

τ^{outros} : Outras eventuais tensões de cisalhamento relacionadas.

A FIGURA 26 ilustra as correlações da razão de resistência de pico com os dados dos ensaios dinâmicos $((N_1)_{60})$ e com ensaios estáticos (q_{c1}).

FIGURA 26 – CORRELAÇÕES ENTRE A RAZÃO DE RESISTÊNCIA DE PICO E DADOS DE ENSAIOS DINÂMICOS E ESTÁTICOS



FONTE: Modificado de OLSON e STARK (2003)

LEGENDA: a) Razão de resistência em função do $(N_1)_{60}$;

b) Razão de resistência em função do CPT.

Caso os segmentos apresentem $FS_{liquefação} > 1$, os mesmos são improváveis de se liquefazerem, logo a análise não é necessária. No caso de $FS_{liquefação} \leq 1$, os segmentos são susceptíveis a se liquefazerem e a estes segmentos devem ser atribuídos valores de resistência ao cisalhamento para uma análise de estabilidade pós-liquefação.

Em casos de considerações de efeitos na análise de ativação de mecanismos, os mesmos autores, sugeriram a estimativa da tensão de cisalhamento sísmica média ($\tau_{média}^{sísmica}$) a partir da Equação 24:

$$\tau_{média}^{sísmica} = \frac{(0,65 \cdot \frac{\alpha_{máx}}{g} \cdot \sigma'_{vo(média)} \cdot r_d)}{C_M} \quad (24)$$

Onde:

$\alpha_{m\acute{a}x}$: Aceleração de superfície de pico de campo livre;

g : Aceleração gravitacional;

$\sigma'_{vo(m\acute{e}dia)}$: Tensão efetiva média;

r_d : Fator de redução de profundidade, calculado através da Equação Youd e Idriss (1997);

C_M : Limite inferior do intervalo de magnitude Fatores de escala recomendados por Youd e Idriss (1997).

2.10.3. Estabilidade pós ativação do mecanismo de liquefação

Olson e Stark (2003) citaram que se a liquefação for desencadeada, uma análise de estabilidade da estrutura usando a geometria de pré-falha deve ser conduzida para determinar se os esforços estáticos de cisalhamento se apresentam maiores que a resistência ao cisalhamento disponível, incluindo a resistência ao cisalhamento liquefeita.

Os mesmos autores afirmaram que valores apropriados de resistência ao cisalhamento liquefeita são estimados usando o valor de σ'_{vo} para o segmento e atribuído aos segmentos (fatias) da superfície de falha crítica prevista para se liquefazer na análise de estabilidade. Uma vez totalmente mobilizada, drenada ou não drenada, as resistências ao cisalhamento são atribuídas aos solos não liquefeitos. Esta análise deve ser conduzida para todas as superfícies de falha potenciais que foram examinadas na análise pós liquefação.

Olson e Stark (2002) propõe estimativas de razão de resistência ao cisalhamento liquefeita usando ensaios SPT e CPT através das equações 25 e 26, respectivamente.

$$\frac{S_u(LIQ)}{\sigma'_{vo}} = 0,03 + 0,0075[(N_1)_{60}] \pm 0,03 \quad (25)$$

$$\frac{S_u(LIQ)}{\sigma'_{vo}} = 0,03 + 0,0143[(qc_1)] \pm 0,03 \quad (26)$$

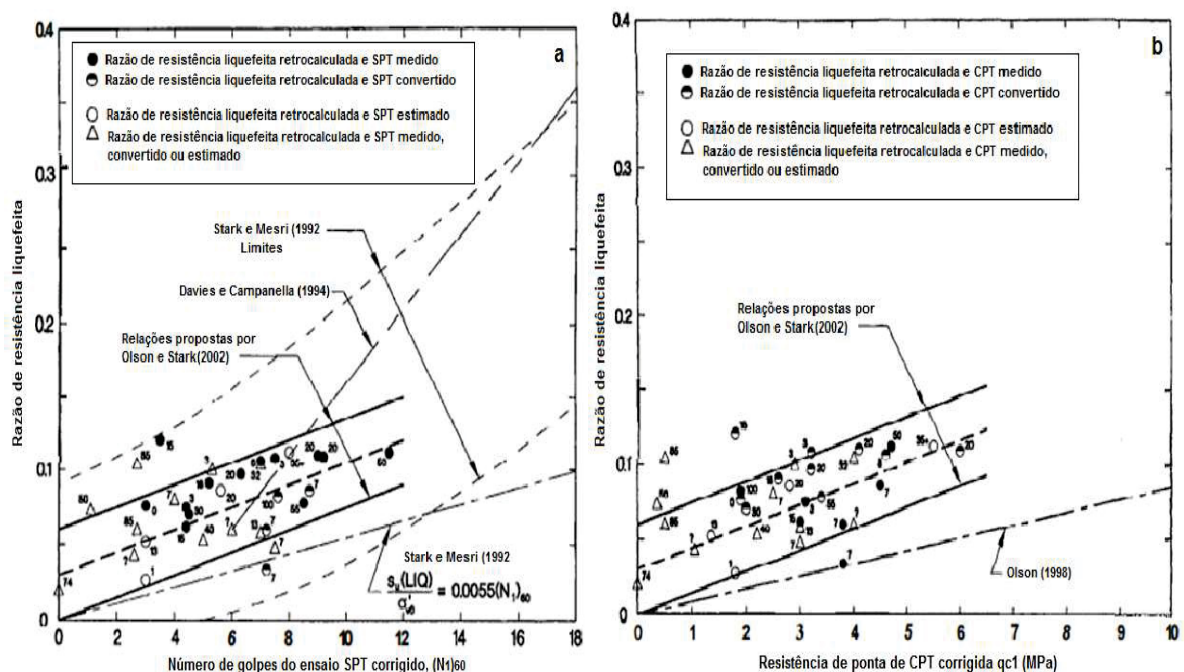
Sendo que as limitações impostas nestas equações foram para $(N_1)_{60} \leq 12$ golpes e para $qc_1 \leq 6,50$ Mpa. Existem alguns trabalhos que descrevem este comportamento em cima análises de linhas de tendência médias com faixas de limites extremos (Limite superior e

limite inferior), como é o caso dos estudos de Mesri e Stark(1992) e Davies e Campanella (1994), conforme FIGURA 27.

Se na análise de estabilidade pós liquefação o fator de segurança FS_{Fluxo} resultar em um valor igual ou inferior a 1, conseqüentemente o fluxo por liquefação irá ocorrer. No entanto se o FS_{Fluxo} estiver entre 1 e 1,1, alguma deformação é provável de ocorrer e nos segmentos (ou fatias) da superfície de falha com $FS_{liquefação}$ menor ou igual a 1,1 devem ser retribuídos valores de resistência a cisalhamento liquefeito possibilitando que na estabilidade pós-disparo, a análise deva ser repetida com as novas resistências ao cisalhamento dos segmentos com a finalidade de determinar um novo FS_{Fluxo} . (OLSON E STARK, 2002).

A mesma fonte enfatiza que isto responde às questões referentes a liquefação induzida e a ruptura progressiva em taludes, sendo que o $FS_{Fluxo\ min}$ é obtido quando se ativada a liquefação em todas a zonas do solo contrativo, usando-se a resistência de cisalhamento liquefeito para análises de estabilidade de falha de fluxo.

FIGURA 27 – CORRELAÇÕES ENTRE A RAZÃO DE RESISTÊNCIA LIQUEFEITA E DADOS DE ENSAIOS DINÂMICOS E ESTÁTICOS



FONTE: Modificado de OLSON e STARK (2003)

LEGENDA: a) Razão de resistência liquefeita em função do $(N_1)_{60}$;

b) Razão de resistência liquefeita em função do (q_{c1}) .

2.11. CASOS HISTÓRICOS DE RUPTURA DE BARRAGENS DE REJEITOS

Rico, Benito e Herrero (2008) realizaram um levantamento com 29 casos rupturas de barragens em todo mundo entre os anos de 1965 e 2000 com o objetivo de estabelecer correlações simples entre os parâmetros geométricos dos reservatórios de rejeitos (por exemplo, altura da barragem, volume dos rejeitos) e as características hidráulicas dos fluxos resultantes dos rejeitos liberados. Lucia (1981) coletou dados pós-ruptura de barragem de rejeitos pelo mundo e categorizou por nome, altura, causa de falha, quantidade de material estocado, quantidade de material liberado e a distância de espalhamento do mesmo.

Lucia (1981) citou que as falhas e o fluxo subsequente geralmente ocorrem tão rapidamente que os observadores não têm a oportunidade de fazer medições quantitativas sobre as taxas de fluxo. Dada a parada do fluxo, há uma maior oportunidade de se periciar e assim medir e observar o resultado da falha. No entanto, como a falha de uma barragem de rejeitos ou de resíduos geralmente resulta em fechar as operações de minas, a limpeza da falha é muitas vezes acelerada e o tempo para observações é frequentemente limitado.

Ainda assim o mesmo cita que as falhas que possibilitaram perda de vidas ou graves danos ambientais tiveram um impacto social maior e consequentemente as informações sobre os eventos geralmente eram mais acessíveis. Nos casos mais comuns em que a falha resultou em danos mínimos em uma região remota, pouca ou nenhuma informação geralmente está disponível.

A TABELA 5 combina os casos históricos mencionados nos estudos de Rico, Benito e Herrero (2008) com os casos históricos informados nos estudos de Lucia (1981).

TABELA 5 – CASOS HISTÓRICOS DE RUPTURA DE BARRAGENS DE REJEITOS

Nome da barragem	Período da falha (ano)	Tipo de barragem	Altura da barragem (m)	Volume armazenado (10 ⁶ m ³)	Volume liberado (10 ⁶ m ³)
Arcturus (Zimbábue)	1978	RING	25	1.7 - 2,0Mt	0,0211
Bafokeng (Africa do Sul)	1974	RING	20	13	3
Baia Mare (Romania)	2000	UPS	7	0,8	0,1
Bellavista (Chile)	1965	RING	20	0,45	0,07
Buffalo Creek (EUA)	1972	UPS	14-18	0,5	0,5
Cerro Negro No.3 (Chile)	1965	UPS	20	0,5	0,085
Cerro Negro No.4 (Chile)	1985	MXSQ	40	2	0,5
Churchrock (EUA)	1979	WR	11	0,37	0,37
Cities Service (EUA)	1971	WR	15	12,34	9
Copper (EUA)	1973	UPS	42,67	-	0,3 Mt
El Cobre Old Dam (Chile)	1965	UPS	35	4,25	1,9
Galena Mine (EUA)	1974	UPS	9		0,0038
Gypsum Tailings Dam (EUA)	1966	UPS	11	7 Mt.	0,08 -0,13
Hokkaido (Japan)	1968	UPS	12	0,3	0,09
Itabirito (Brasil)	1986	Gravity	30	-	0,1
Jupille (Bélgica)	1961	Deposit	45,72	0,6 Mt	0,13 -0,2Mt
La Patagua New Dam (Chile)	1965	RING	15	-	0,035
Los Frailes (Espanha)	1998	RING	27	15-20	4,6
Los Marquis (Chile)	1965	UPS	15	0,043	0,021
Merriespruit (Africa do Sul)	1994	UPS	31	7,04	2,5Mt
Mochikoshi No.1 (Japão)	1978	UPS	28	0,48	0,08
Mochikoshi No.2 (Japão)	1978	UPS	19	-	0,003
Ollinghouse (EUA)	1985	WR	5	0,12	0,025
Omai (Guiana)	1995	WR	44	5,25	4,2
Phelps-Dodge (EUA)	1980	UPS	66	2,5	2
Sgurigrad (Bulgária)	1966	UPS	45	1,52	0,22
Stancil (EUA)	1989	UPS	9	0,074	0,038
Stava (Italia)	1985	RING	29,5	0,3	0,19
Tapo Canyon (EUA)	1994	UPS	24	-	-
Unidentified (EUA)	1973	UPS	43	0,5	0,17
Veta del Agua N°1 (Chile)	1985	MXSQ	24	0,7	0,28

FONTE: Adaptado de RICO, BENITO e HERRERO (2008) e LUCIA (1981)

Observação: RING: dique circular; WR: retenção de água; UPS: barragens posteriormente levantadas a montante; MXSQ: barragem compreendendo diferentes tipologias de elevação (a montante, linha central e a jusante).

3. MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo é apresentado todo o método para avaliar a liberação de volume de material de textura fina em cenários controlados de ruptura do material, através de avaliações em modelo físico que simularam a praia de rejeitos localizada no trecho montante de uma barragem de rejeitos. No modelo reduzido, foi utilizada bentonita (em substituição ao rejeito mineral), tratando como variáveis independentes do estudo o tamanho da brecha de ruptura e a resistência ao cisalhamento não drenada (S_u) em função do teor de umidade do material. Em síntese, o método pode ser visto FIGURA 67 (APÊNDICE I)

3.1. ESCOLHA DO MATERIAL

Dadas as dificuldades de obtenção de amostras rejeitos junto às mineradoras e preocupação com a adoção de um material com propriedades similares a um material de textura fina, baixa permeabilidade e caráter siltoso ou argiloso, nesta pesquisa o material utilizado foi bentonita industrializada (ver FIGURA 28).

FIGURA 28 – BENTONITA



FONTE: O autor (2017)

Muito embora o peso específico saturado do material seja menor em diferentes condições de saturação comparado ao dos rejeitos minerais em mesmas condições A bentonita

quando saturada e liquefeita possui adquire uma consistência de lama muito similar a dos rejeitos minerais, além disso a resistência ao cisalhamento não drenada do material praticamente é regida em termos de coesão não drenada (C_u).

3.2. CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DO MATERIAL

A caracterização física da bentonita foi realizada dentro da infraestrutura do LAME/CESEC e LAMIR. A TABELA 6 informa quais e ensaios e segundo quais normativas os mesmos foram realizados. Para realização da análise granulométrica do solo que foi utilizado no estudo, optou-se pela utilização da técnica de raio a *laser* ao invés dos métodos tradicionais de sedimentação de partículas com intuito de atingir eficiência e precisão na caracterização do material.

TABELA 6 – CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DA BENTONITA

Ensaio	Normas
Densidade Real dos Grãos	DNER-ME 093/94
Massa Unitária	NBR NM 45:2006
Teor de umidade Higroscópica	DNE-ME 213/94
Limite de Plasticidade	NBR 7180:2016
Limite de Liquidez	NBR 6459:2016
Ensaio de Granulometria a <i>Laser</i>	---

FONTE: O autor (2017)

O equipamento utilizado na análise do solo foi o S3500 do fabricante que está instalado no Laboratório de análise de minerais e rochas (LAMIR) da UFPR. Esse equipamento é um analisador de tamanho de partícula que utiliza três diodos *laser* vermelhos adequadamente colocados para caracterizar com precisão partículas. O mesmo se baseia na teoria da compensação Mie para partículas esféricas e o princípio proprietário de cálculos Mie modificados para partículas não esféricas. O S3500 mede o tamanho de partícula de 0,02 a 2800 μ m. A FIGURA 29a e b ilustram o equipamento e a câmara onde é inserida uma quantidade representativa da amostra, em torno de 0,2 a 0,5 g do material, para a realização da análise, respectivamente.

FIGURA 29 – PROCEDIMENTO DE ENSAIO DE GRANULOMETRIA À RAIOS LASER



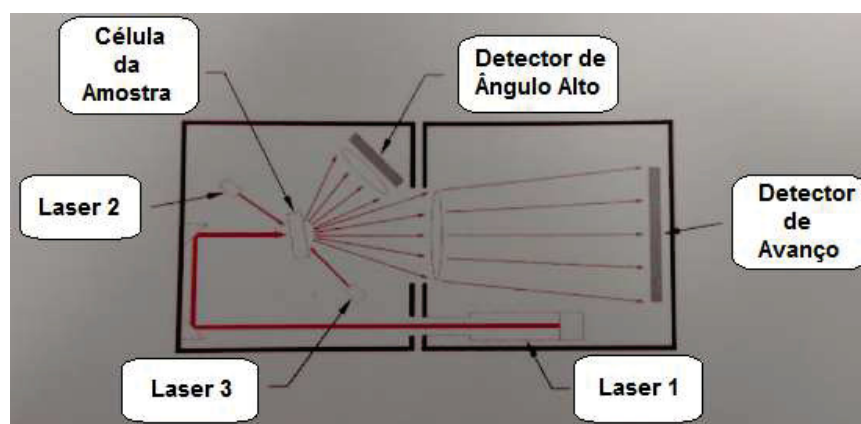
FONTE: O autor (2017)

LEGENDA: a) Equipamento;

b) Câmara de inserção da amostra.

Antes da realização do ensaio o equipamento passa por nove fases de limpeza automáticas da câmara. Na fase de medição das partículas imersas na câmara inundada, o *laser* 1 é acionado enquanto os *lasers* 2 e 3 permanecem inativados. A amostra para ser medida reflete a luz, espalhando-a em um padrão angular dependendo do tamanho da partícula. A luz difusa do *laser* 1 é detectada pelo eixo, detector de avanço e o eixo de fora, detector de ângulo alto, conforme ilustrado na FIGURA 30.

FIGURA 30 – ESQUEMA DE FUNCIONAMENTO DO EQUIPAMENTO À RAIOS LASER



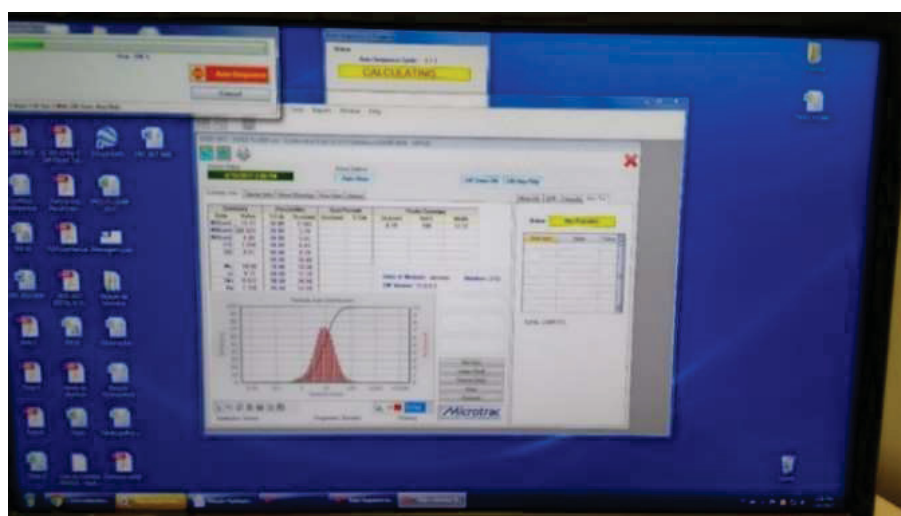
FONTE: O autor (2017)

Após isto o *laser* 1 é desligado e o *laser* 2 ativado, de forma que este é direcionado para

amostra com um ângulo de incidência diferente, com isso a luz dispersada pela amostra é detectada pelos mesmos detectores fixos, quando efetivada a detecção, este *laser* é desligado. Com *laser* 2 desligado, o *laser* 3 é ativado e o procedimento se repete e por fim é retirada a média das leituras realizadas nas três análises.

Todo procedimento de ensaio ocorre através da utilização de *software* do equipamento, (ver FIGURA 31), inclusive as fases de limpeza, monitoramento e processamento dos dados gerados na análise granulométrica.

FIGURA 31 – SOFTWARE DE MONITORAMENTO E PROCESSAMENTO DE DADOS



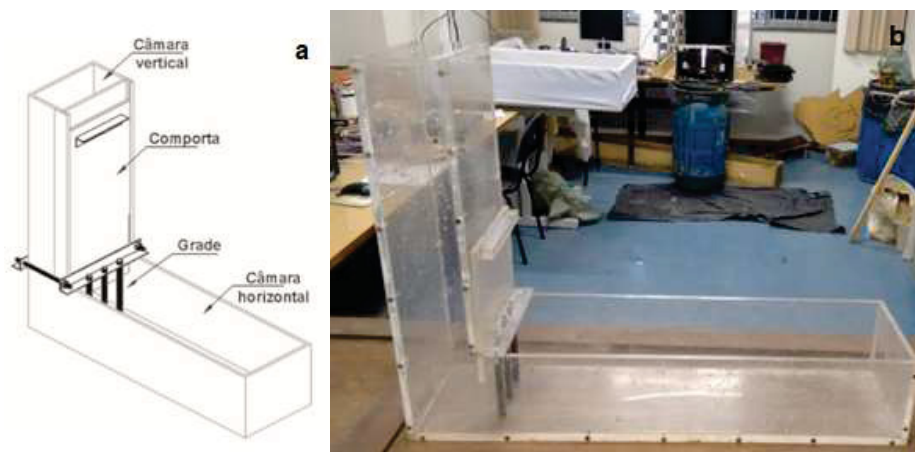
FONTE: O autor (2017)

3.3. AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO NÃO-DRENADA EM FUNÇÃO DO ENSAIO DA CAIXA L

Para avaliar a resistência ao cisalhamento não drenada da bentonita utilizou-se os critérios da NBR 15823(2010) que prescreve o ensaio de determinação da habilidade passante em fluxo confinado do concreto auto-adensável usando a caixa L (ver FIGURA 32a e FIGURA 32b), adaptados ao parâmetro que pretendia-se avaliar.

A caixa L utilizada foi convencionada em acrílico para facilitar a medição das distâncias horizontais a partir da possibilidade de visualização das laterais da mesma. Variaram-se os teores de umidade da bentonita e baseando-se no método dos taludes infinitos (ver Equação 6) obtinha-se a resistência ao cisalhamento não-drenada (S_u) a partir do ângulo de deposição do material (α) após a abertura da comporta, altura média ($h_{média}$) e o peso específico da bentonita (γ) para cada simulação e posteriormente calculava-se a média aritmética.

FIGURA 32 – ILUSTRAÇÃO DA CAIXA L UTILIZADA



FONTE: NBR 15823 (ABNT, 2010)

LEGENDA: a) Partes da Caixa L;

b) Caixa L acrílica utilizada no estudo.

Quanto ao ensaio, preenchia-se toda a caixa L com a lamas bentoníticas saturadas com determinados teores de umidade em cada simulação, conforme FIGURA 33a. Posteriormente, abria-se a comporta (ver FIGURA 33b) e o material era transferido ao trecho jusante da caixa. Com o auxílio de uma trena a *laser*, as medidas eram realizadas verticalmente em três pontos, nos extremos (dois pontos) e um intermediário, posteriormente modelava-se a melhor curva ou reta entre os pontos medidos e calcula o S_u em função da Equação 27.

$$tg\alpha = \frac{S_u}{\gamma \cdot h_{média} \cdot \cos^2\alpha} \quad (27)$$

Onde:

α : Ângulo da deposição do rejeito;

S_u : Resistência ao cisalhamento não drenada do material;

γ : Peso específico do material;

$h_{média}$: Altura média do material.

Para a obtenção do peso específico do solo, durante o ensaio resistência ao cisalhamento não-drenada, conforme variavam-se os teores de umidade da bentonita em cada simulação, retirava-se uma quantidade de amostra umedecida, preenchia em camadas e sem adensamento, uma forma metálica de 5x10cm, pesava-se e calculava-se o peso específico do solo com a

Equação 28.

$$\gamma = \frac{P_{solo}}{V_{solo}} \quad (28)$$

Onde:

P_{solo} – Peso do solo introduzido na fôrma;

V_{solo} – Volume da forma 5x10cm;

FIGURA 33 – ILUSTRAÇÃO DO ENSAIO EM CAIXA L



FONTE: O autor (2017)

LEGENDA: a) Caixa L preenchida com lama;

b) Deposição da lama após liberação.

Este método foi desenvolvido a partir dos estudos de Lazarim (2015). A mesma conseguiu prever o comportamento de espalhamento e deposição da lama do modelo físico através de simplificações do modelo numérico gerado a partir do método dos taludes infinitos, consequentemente atingindo valores próximos entre a resistência ao cisalhamento não drenada do modelo numérico e físico.

3.4. VALIDAÇÃO DO MODELO FÍSICO A PARTIR DO ENSAIO DE PALHETA

Segundo Schnaid e Odebrecht (2012), o ensaio de palheta ou “*Vane Test*” constitui um ensaio tradicionalmente empregado na obtenção de resistência ao cisalhamento não-drenada do solo (S_u) referentes a depósitos de argilas com consistência mole, cujo mesmo é passível de interpretação analítica baseada na hipótese da ruptura cilíndrica. A ruptura cilíndrica é obtida quando gerado um torque numa palheta cravada no solo, que possui geometria cruficiforme,

com velocidade constante para cisalhar o solo sob condições não drenadas.

O experimento em questão foi realizado no Laboratório de Geotecnia da UFBA (Universidade Federal da Bahia), a partir do ensaio de palheta para compreender comportamento da resistência ao cisalhamento não-drenada em função da variação do teor de umidade do material e assim auxiliar na validação do modelo físico. Foram realizadas, a princípio, 13 misturas com relação água/bentonita diferentes, homogeneizadas manualmente e com uso de tela fachadeira. Esta tela teve a finalidade de facilitar a saturação dos grumos através da prensagem manual do material sobre as aberturas (ver FIGURA 34) e por fim adicionadas em um recipiente de 9x 10cm. Na segunda vez, foram realizadas 18 misturas com bentonita variando o teor de umidade, homogeneizadas manualmente e prensadas em tela fachadeira.

FIGURA 34 – HOMOGENEIZAÇÃO MANUAL DO MATERIAL



FONTE: O autor (2017)

LEGENDA: a) Uso de rede fachadeira no material;

b) Homogeneização manual da bentonita.

O equipamento que foi utilizado para avaliação da resistência ao cisalhamento não-drenada consistia em um aparelho de ensaio de palheta de bancada, conforme apresentado na FIGURA 35. O equipamento dispõe de quatro molas (A1, A2, A3 e A4) e três palhetas (1,27 x 1,27 cm, 1,27 x 2,54 cm e 25,4 x 25,4 cm) sendo que neste estudo, em específico, os ensaios foram realizados utilizando a mola A1 com o auxílio das palheta 1,27 x 1,27 cm com um material de consistência próxima a fase semi-sólida e 1,27 x 2,54 cm para um material com consistência da fase plástica e líquida.

Foram concebidos dois métodos de obtenção de curvas de resistência ao cisalhamento não drenada (S_u) em função da variação do teor de umidade ($W\%$). No primeiro método foi

usado um recipiente de 9x10cm e adicionadas duas camadas que foram compactadas com doze golpes cada, com intuito de simular o material em condições sedimentadas, o que representaria o material adensado, e submetido ao ensaio de palheta, conforme FIGURA 36a.

FIGURA 35 – APARELHO DE ENSAIO DE PALHETA DE BANCADA (*VANE TEST*)



FONTE: O autor (2016)

LEGENDA: a) Vista frontal do aparelho de palheta;

b) Vista Superior do medidor de rotação.

Posteriormente o mesmo experimento foi feito em uma forma metálica cilíndrica (ver FIGURA 36b) com dimensões de 5x10 cm (diâmetro x altura) e o material foi compactado em duas camadas com seis golpes cada.

O ensaio foi regido segundo as normativas da ASTM D 4648 (2000), com velocidade de 6°/min de rotação. No primeiro, com recipiente 10 x 9 cm (diâmetro x altura), o ensaio era realizado uma única vez, após ruptura todo o material era removido e o ensaio refeito, até que se obtivessem valores próximos, com variação de até 2°.

No segundo, com a forma metálica, no mesmo corpo de prova, era realização dois ensaios, porém em profundidades diferentes (na metade de cada camada) e então era avaliado se os resultados iriam apresentar valores com variações máximas de 2°, caso não, o ensaio era refeito.

FIGURA 36 – AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO NÃO DRENADA EM RECIPIENTES COM GEOMETRIAS DIFERENTES



FONTE: O autor (2017)

LEGENDA: a) Ensaio de palheta num recipiente 10x9cm;

b) Ensaio de palheta numa forma 5x10 cm.

Obtido os resultados, eram extraídas 3 amostras do corpo-de-prova e depositadas em capsulas (Ver FIGURA 37a) e que por sua vez eram colocadas dentro de uma estufa (Ver FIGURA 37b) por um período mínimo de 24 horas a uma temperatura de $105 \pm 5^\circ\text{C}$. Com isso, determinava-se o teor de umidade e relacionava com a resistência não-drenada obtida pelo ensaio de palheta.

FIGURA 37 – PROCEDIMENTOS DE OBTENÇÃO DO TEOR DE UMIDADE DA AMOSTRA



FONTE: O autor (2017)

LEGENDA: a) Amostras na Estufa;

b) Estufa.

3.5. CONSTRUÇÃO DO MODELO REDUZIDO TESTE

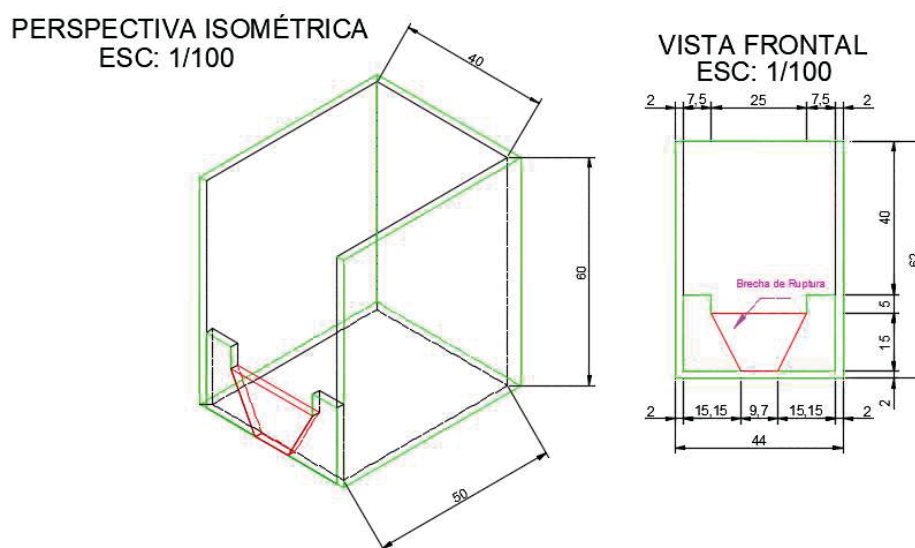
As medidas iniciais adotadas para caixa teste foram de 40 cm x 50 cm x 60 cm (largura, comprimento e altura). Na face frontal foi criada uma brecha com as seguintes dimensões:

- a) Altura da brecha – 15 cm;
- b) Largura do fundo da brecha – 9,7 cm;
- c) Declividade lateral da brecha – 0,51 H:1V;
- d) Largura de topo da brecha - 25 cm;
- e) Largura média da brecha – 17,35 cm.

A altura do modelo reduzido foi estabelecida a partir da relação escalas 1:500 (protótipo de 75m de altura) em equivalência geométrica de uma barragem de contenção de rejeitos fictícia sem presença de água. Para determinação da declividade lateral foram adotadas as considerações MacDonald e Langridge-Monopolis(1984) citado por Brunner (2014). De acordo com o mesmo, nos estudos de MacDonald e Langridge (1984) a brecha obedece a um formato trapezoidal com declividades laterais de 0,5H:1V.

As vistas da caixa (Vista frontal e Perspectiva isométrica) podem ser vistas na FIGURA 38 na escala 1:100. O modelo reduzido teste da pesquisa foi projetado para representar o reservatório a montante de uma barragem hipotética de contenção de rejeitos minerais.

FIGURA 38 – PROJETO DA CAIXA TESTE



FONTE: O autor (2017)

A caixa (ver FIGURA 39) foi construída em compensado de madeira com espessura de 20 mm, sendo uma das faces com revestimento em material acrílico para permitir a visualização do assentamento do material. As paredes da caixa teste e a portinhola foram revestidas com 2 a 3 camadas (demãos cruzadas) de impermeabilizante de tinta asfáltica impermeável com o intuito de impedir a redução do teor de umidade da bentonita através do processo de absorção da madeira.

FIGURA 39 – CAIXA TESTE MONTADA



FONTE: O autor (2017)

LEGENDA: a) Vista em perspectiva;

b) Vista Frontal.

Posteriormente foi aplicado um rejunte acrílico nas aberturas existentes entre conexões de painéis, dessa vez para prevenir fuga de material e/ou água pelas mesmas. Esses procedimentos foram desenvolvidos para que preservasse o teor de umidade do material através da estanqueidade do meio ao qual foi depositado, dando melhor precisão aos resultados.

3.6. CONSTRUÇÃO DO MODELO REDUZIDO DEFINITIVO

Após a construção do modelo reduzido de teste, foram analisados os comportamentos de liberação do material por brecha e definido o modelo reduzido definitivo baseado no comportamento da bentonita em relação a formação da cunha ruptura (Altura e raio em torno da brecha). Foram feitas análises qualitativas prévias (ver FIGURA 40) considerando os seguintes aspectos:

- a) Se a profundidade da cunha iria ser afetada pela relação altura da barragem/geometria da caixa;
- b) Se o raio de formação da cunha extrapolaria os limites laterais, consequentemente, impediria a verificação global do movimento;

Como não foi verificado nenhum impedimento quanto a estes termos, foram adotadas as medidas para caixa teste para determinação da caixa definitiva. Na face frontal, foram simulados cinco tipos de brecha com as dimensões na TABELA 7.

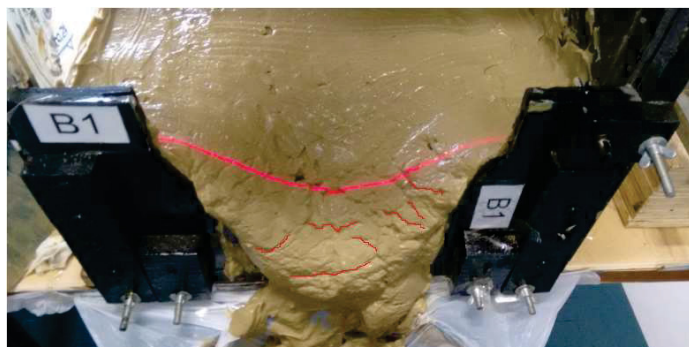
FIGURA 40 – ANÁLISE QUALITATIVA DA FORMAÇÃO DA CUNHA



FONTE: O autor (2017)

Em relação ao teor de umidade da bentonita em cada cenário foi verificado se no momento pós-ruptura o material apresentava formação de estriamento ou “rejeitos”, ou seja, pequenas variações de cotas oriundas deslizamentos entre lamelas da cunha rompida, que é comum neste tipo de evento. Como pode ser vista na FIGURA 41, tal fenômeno foi presenciado.

FIGURA 41 – VERIFICAÇÃO QUALITATIVA DA FORMAÇÃO DE ESTRIAMENTO



FONTE: O autor (2017)

Para definição das faixas de declividade lateral adotadas no estudo, foram consideradas as pesquisas de MacDonald e Langridge-Monopolis(1984) quanto de Froelich (2008) citados Brenner (2014). De acordo com Brunner(2014), nos estudos de MacDonald e Langridge (1984) a brecha obedece a um formato trapezoidal com declividades laterais de 0,5H:1V, já nos estudos de Froelich (2008) a declividade lateral para rupturas características de *piping* é de 0,7H:1V. Por fim , na TABELA 4, a FERC faz menção de que barragens de escoria e rejeitos atingem declividades laterais de 1:1 ou 2:1. Desta forma, foram adotadas declividades laterais de 0,50H:1V, 0,51H:1V, 0,5467H:1V e 1H:1V.

TABELA 7 – GEOMETRIA DAS BRECHAS DE RUPTURAS ADOTADAS

Geometria	B1	B2	B3	B4	B5
Altura da brecha (cm)	15,00	15,00	15,00	14,50	16,50
Largura do fundo (cm)	9,70	9,70	11,60	14,50	16,50
Declividade lateral (H - cm: V-cm)	0,51	0,50	0,5467	1	1
Largura de topo (cm)	25,00	24,70	28,00	14,50	16,50
Largura média (cm)	17,35	17,18	19,80	14,50	16,50
Altura da brecha/Largura média (cm/cm)	1,16	1,15	1,32	1,03	0,91

FONTE: O autor (2017)

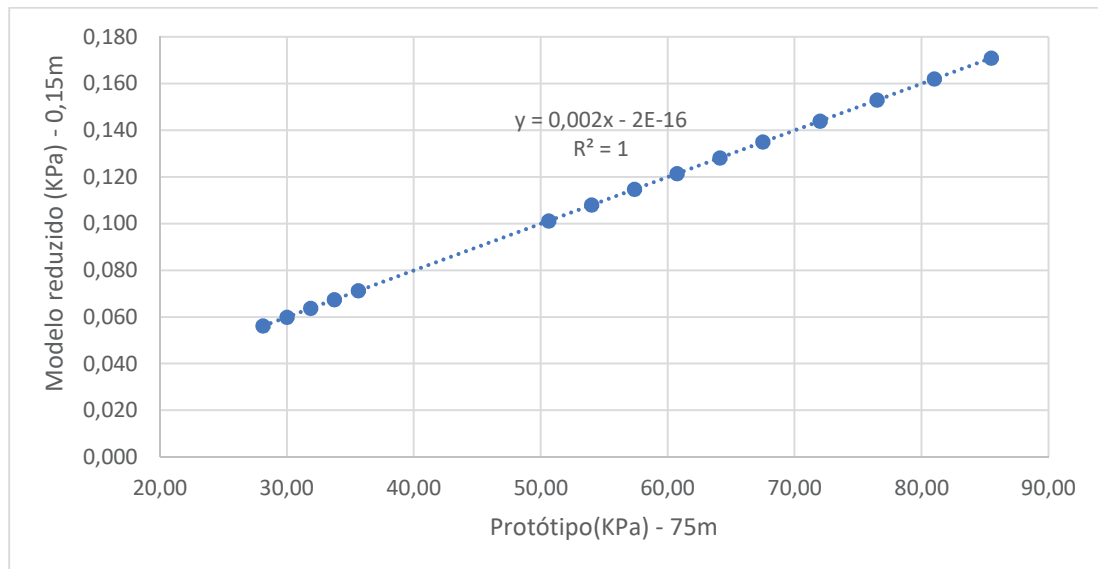
3.7. PROCEDIMENTOS E CENÁRIOS SIMULATÓRIOS DO MODELO REDUZIDO

Para determinar os cenários simulatórios de ruptura foram estudadas as geometrias e as resistências usuais e escaladas para um modelo reduzido a partir da teoria da similitude. Nesta etapa foram dimensionados modelos de barragens de rejeitos e equacionadas as misturas de água com bentonita para que as resistências ao cisalhamento não drenada e a geometria atendessem um fator de escala 1:500 (modelo protótipo: modelo em escala reduzida). A FIGURA 42 ilustra graficamente a relação de equivalência entre o protótipo e o modelo reduzido caracterizado por um comportamento linear com coeficiente angular igual a razão do fator de escala.

Na avaliação foi considerada uma faixa de peso específico de 15 a 19 kN/m³ obtidas através de ensaios com o cilindro biselado nas barragens de rejeitos de minério de ferro do Quadrilátero Ferrífero dos estudos de Ribeiro e Albuquerque Filho (2004). Além disso consideram-se faixas de $\frac{Su_{(liq)}}{\sigma'_{vo}}$ entre 0,05 e 0,12, que representaria resistência ao cisalhamento

não-drenada em fluxo liquefeito, conforme os estudos de Olson e Stark (2002).

FIGURA 42 – SEMELHANÇA GEOMÉTRICA E CINEMÁTICA - MODELO FÍSICO
VERSUS PROTÓTIPO



FONTE: O autor (2017)

Estabelecida a geometria do modelo reduzido (brecha e caixa simulatória) anunciada na TABELA 7 e definida a faixa de resistências ao cisalhamento não-drenada (S_u) baseado na FIGURA 42, foi concebida a matriz com 20 cenários simulatórios hipotéticos de ruptura do material localizado a montante da barragem de contenção de rejeitos, conforme TABELA 8.

TABELA 8 – MATRIZ SINTÉTICA DOS CENÁRIOS DE RUPTURA

Tipo de brecha	Teor de umidade			
	W ₁ (%)	W ₂ (%)	W ₃ (%)	W ₄ (%)
B1	C1	C2	C3	C4
B2	C5	C6	C7	C8
B3	C9	C10	C11	C12
B4	C13	C14	C15	C16
B5	C17	C18	C19	C20

FONTE: O autor (2017)

O procedimento consiste em umedecer a bentonita (acima do limite de liquidez), homogeneizá-la e preencher a caixa simulatória até a cota de 15 ± 1 cm lançando-o no interior com uso de colher de pedreiro e concha. Após isto, levanta-se a portinhola da brecha da caixa

com tempo de abertura padronizado de 3 s segundos, esperar um período de 20 minutos e então avalia-se o quanto de material será transportado, com auxílio de levantamentos geométricos (topográfico), conforme item 3.5, antes e depois da ruptura (no final). A FIGURA 43.a, b e c ilustram como foi procedido o experimento.

FIGURA 43 – PROCEDIMENTO EXECUTIVO DO ENSAIO DE RUPTURA



FONTE: O autor (2017)

LEGENDA: a) cunha de ruptura gerada;
b) Vista da caixa preenchida;
c) Procedimento de ensaio.

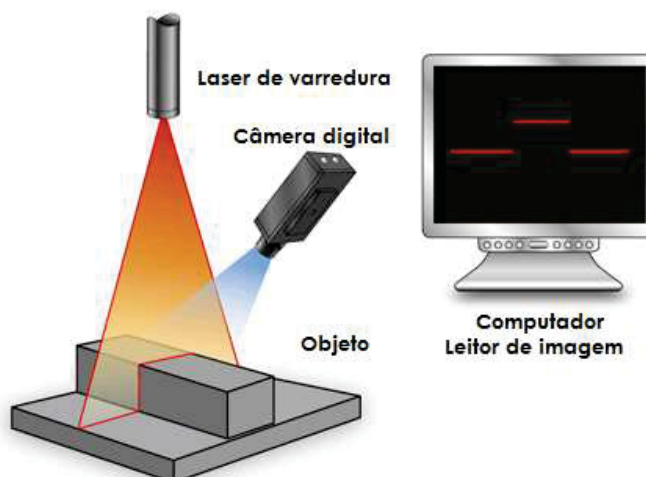
Quanto ao tempo estipulado para estabilização do volume liberado, foram admitidos 20 min considerando comportamentos de testes preliminares, como sendo um tempo adequado para que a cunha se comportasse similarmente a uma barragem de rejeito rompida em dimensões de protótipo, cujas características são a formação de uma cunha com inclinações semelhante ao real, geração de descontinuidades entre lamelas e trincamentos.

A princípio, o material com um determinado teor de umidade foi depositado no interior da caixa simulatória com a placa da brecha de ruptura ainda fechada. Ao se abrir a placa de brecha (portinhola), o material foi mobilizado a ruptura e consequentemente transferido da zona a montante da brecha para um recipiente de coleta jusante, conforme FIGURA 43.

3.8. LEVANTAMENTO PLANIALTIMÉTRICO DO MODELO REDUZIDO

Para entendimento do comportamento do volume liberado utilizou-se a técnica do levantamento topográfico através do método da triangulação a *laser*. Foram levantados um conjunto de pontos que permitissem materializar a superfície do terreno através das coordenadas XYZ e assim estabelecer a estimativa do volume de material rompido. A FIGURA 44, FIGURA 45 e FIGURA 46 ilustram como foram realizadas as leituras para concepção do modelo em 3D e a avaliação das seções de interesse. A técnica de triangulação a *laser* foi estabelecida a partir do método de perfilação 3D (Ver FIGURA 44) do objeto concebido por Malhotra, Gupta e Kant (2011).

FIGURA 44 – MÉTODO DE TRIANGULAÇÃO A *LASER*



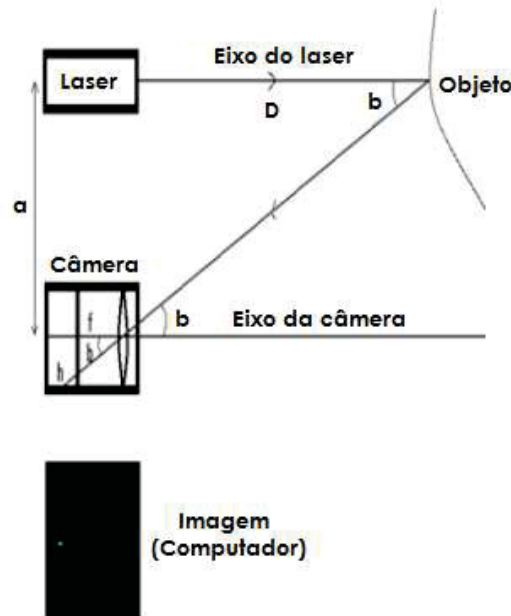
FONTE: O autor (2017)

Conforme há variações de volume material através do processo de escorregamento de massa em determinadas condições de saturação, o *laser* de varredura que uma vez mantido em condições fixas da *webcam* (distância focal e distância base) e a perpendicularidade do *laser* linear, permite a realização de leituras da superfície do objeto ou do meio, através de fotografias equidistantes ou não. Desta forma, as variações de cotas altimétricas são anunciadas, a cada seção transversal, em consequência da variação da tortuosidade (formações curvas) ou da interrupção de linhas (formatos retilíneos) da imagem da seção, conforme FIGURA 44.

Malhotra, Gupta e Kant (2011) propuseram uma técnica de triangulação a *laser* de oclusão simples e baixo Scanner 3D com auxílio de um *laser* e uma *web cam*, de forma que possibilitasse a obtenção de uma profundidade de qualquer objeto. Através da distância de base (a), inclinação da câmera (b) e distância focal (f), o mapeamento das nuvens de ponto é

reproduzida e conseqüentemente gerada a superfície, conforme FIGURA 45.

FIGURA 45 – PRINCÍPIO DA TRIANGULAÇÃO A LASER EM MODELO FÍSICO



FONTE: Adaptado de MALHOTRA, GUPTA E KANT (2011)

Dada à distância onde o *laser* está incidente ao objeto e ao sinal refletido do objeto, as imagens são capturadas pela *webcam* e dependendo da diferença entre os tempos de captura, a imagem 3D é desenhada. Gerada a superfície após o tempo estipulado, iniciam-se os procedimentos de registro em seções, da superfície gerada. As coordenadas dos pontos são calculadas a partir das equações 29,30 e 31.

$$Y = D_H \quad (29)$$

$$X = \rho_{\frac{pixel}{cm}} \quad (30)$$

$$Z = f(L,C) \quad (31)$$

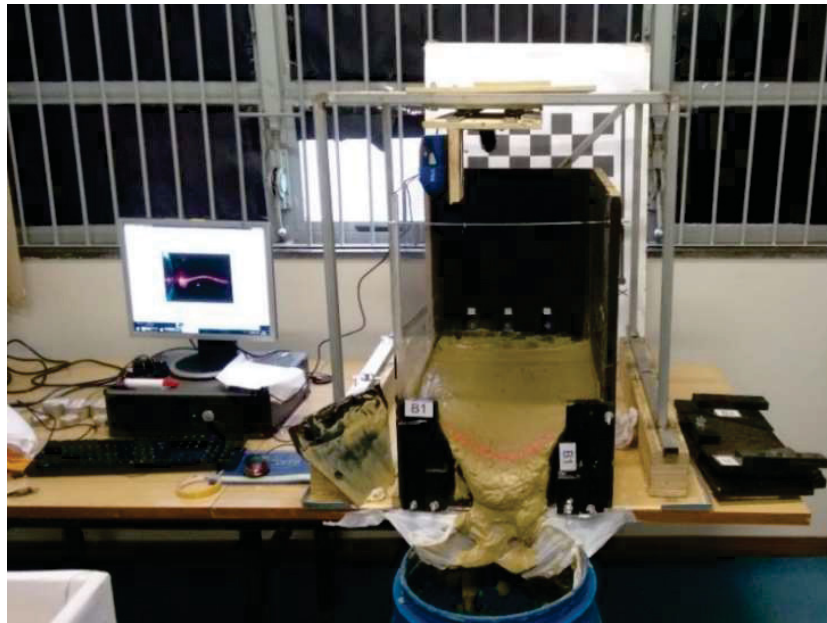
Onde:

D_H – Distância horizontal medida diretamente pela placa deslizante no sentido de maior dimensão da caixa simulatória, em centímetros;

$\rho_{\frac{pixel}{cm}}$ – Densidade de *pixels*, ou seja, *pixels* por unidade de comprimento para diferentes cotas altimétricas, em *pixels/cm*;

$f(L,C)$ – Coordenadas em 2D dos *pixels* em função das linhas e colunas da imagem, em centímetros.

FIGURA 46 – MODELO FÍSICO COM O SISTEMA DE LEITURA DE TRIANGULAÇÃO A LASER



FONTE: O autor (2017)

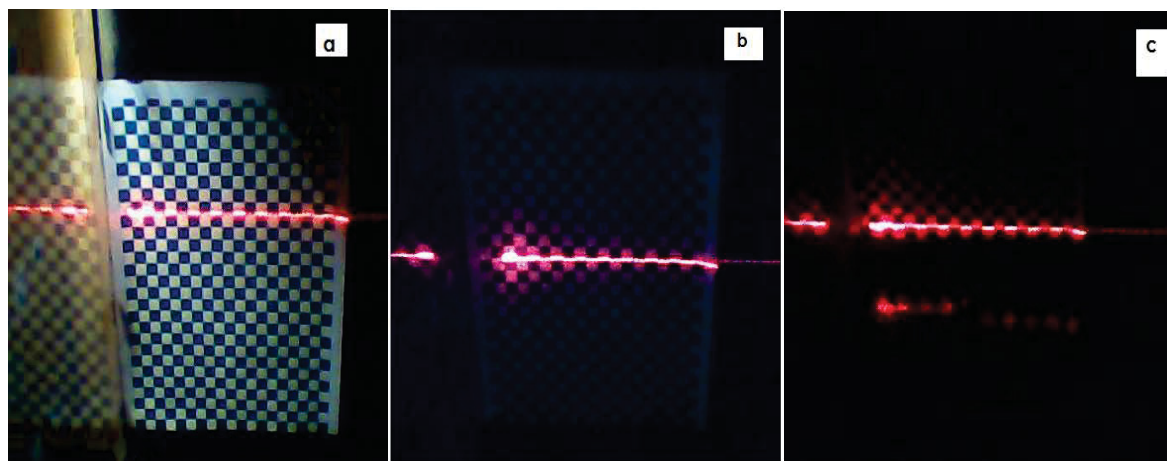
Como pode ser vista na FIGURA 46, o instrumento de leitura do relevo pós ruptura é constituído de:

- a) Computador com *software MyCam®*;
- b) Caixa Simulatória com brechas de madeira (especificações no item 3.3);
- c) Estrutura metálica de suporte de base de leitura com pranchas fixas e móveis;
- d) *Webcam* de 5 *MegaPixels* com resolução de imagem de 640 x 480;
- e) *Laser* linear de varredura.

Para que as medidas fossem realizadas, o dispositivo de medida passou pela etapa de calibração, conforme FIGURA 47. Neste momento, foram confeccionadas duas bases para medição das leituras, sendo uma elevada e plana na cota máxima (15 cm) e a outra uma rampa variando de 2 cm a 15 cm. Desta forma, com uso de um papel xadrez, com quadrados de 1 cm de lado, foram realizadas três análises, sendo elas: a) cota 0 cm, ou seja, aplicado diretamente

na base; b) cota 15 cm (base elevada e plana) e c) aplicado na rampa em alinhamento as bordas da caixa.

FIGURA 47 – CALIBRAÇÃO DO DISPOSITIVO CONSTRUÇÃO DO MODELO 3D



FONTE: O autor (2017)

LEGENDA: a) Cota 0 cm

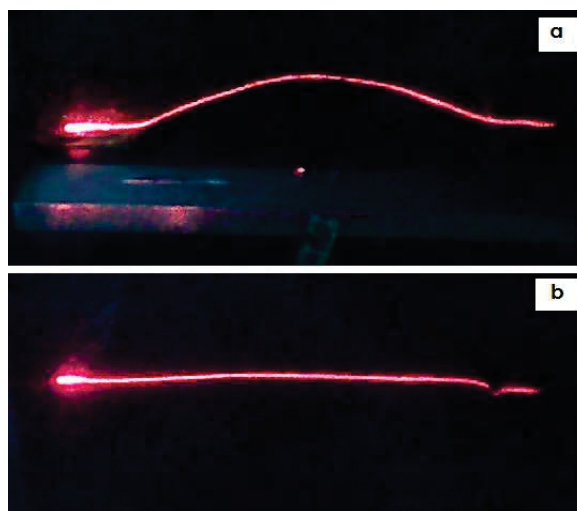
b) Cota 15cm

c) Rampa com variação de cota

Após a calibração do modelo físico, foram realizadas as simulações de ruptura do modelo físico, conforme FIGURA 48. Com isso registraram-se várias imagens do momento da ruptura, as quais eram agrupadas e referenciadas através de um programa desenvolvido com auxílio do *software* MatLab®. Este programa permitiu o registro de nuvens de pontos por intermédio de identificação cromática da tonalidade vermelha restrita a uma determinada faixa de linhas e colunas de *pixels* da imagem, obtendo assim as coordenadas X e Z dos pontos calculados pelas equações 30 e 31. Com relação a coordenada Y, a mesma foi obtida através de uma régua milimétrica acoplada em uma rampa deslizante em relação a uma placa fixa, efetuando medidas a cada 1 cm a partir de fotografias com uso da triangulação a *laser*.

Como pode ser vista na FIGURA 48 a, a medida que as leituras são realizadas próximas a abertura (brecha de ruptura) há uma imageamento de uma linha deformada, ou seja, com um certo grau de tortuosidade devido à formação de uma cunha ou depressão na região fotografada. Com o distanciamento do equipamento em relação a brecha, percebe-se um aspecto linear, menor grau de tortuosidade, característica de uma região com menor movimentação de rejeitos, conforme FIGURA 48b.

FIGURA 48 – FOTOGRAMETRIA APLICADA AO MODELO FÍSICO



FONTE: O autor (2017)

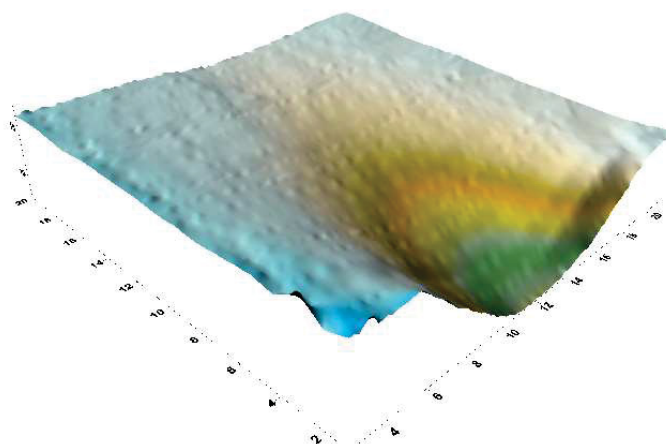
LEGENDA: a) Leitura $y=1$ cm;

b) Leitura $y=17$ cm.

Estes pontos materializam superfícies tridimensionais quando integrados ao *software* SURFER 3D® subsidiando-se da interpolação geostatística pelo método de *krigagem* com auxílio da ferramenta *Map* e opção *surface*, conforme FIGURA 49. Além disso, o mesmo *software* possibilita geração de mapas de contorno, ou seja, curvas de nível com o uso da mesma ferramenta e opção *contoursmap*, como pode ser visto FIGURA 50.

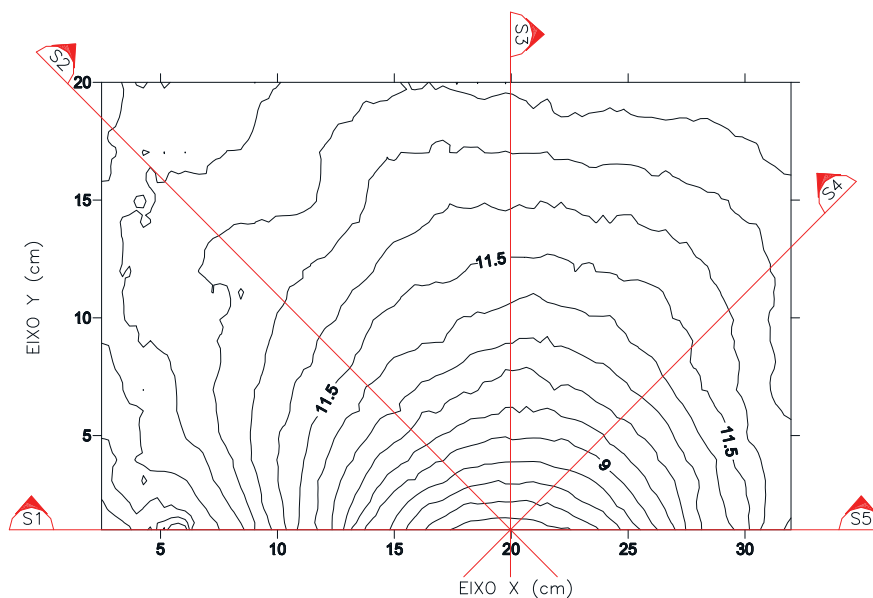
FIGURA 49 – PROCESSAMENTO DAS IMAGENS ATRAVÉS DO *SOFTWARE* SURFER

3D



FONTE: O autor (2017)

FIGURA 50 – MAPEAMENTO TOPOGRÁFICO COM CURVAS DE NÍVEL

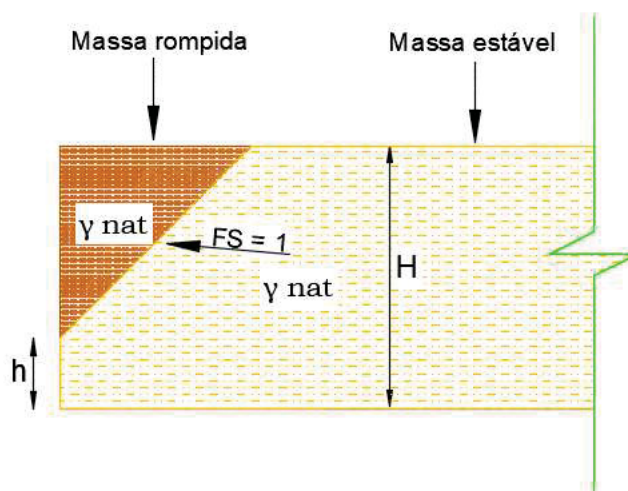


FONTE: O autor (2017)

3.9. CÁLCULO DO FUNDO CUNHA ROMPIDA

A partir dos resultados do modelo físico foram levantadas todas as alturas de material depositado h (Ver FIGURA 51) em função da altura da barragem H e assim foram desenvolvidas curvas tendências em função da razão (h/H) *versus* resistência ao cisalhamento não - drenada (S_u) para cada tipo de brecha.

FIGURA 51 – AVALIAÇÃO DA RAZÃO (h/H) NUMA SEÇÃO TRANSVERSAL DO MODELO FÍSICO



FONTE: O autor (2017)

3.10. CÁLCULO DE TALUDES DA CUNHA ROMPIDA

A previsão da inclinação média do talude (β) de cada seção longitudinal foi obtida aplicando um fator de tridimensionalidade K_s obtido pela curva de tendência da variação da inclinação média do modelo físico em função da variação da resistência ao cisalhamento não-drenada (S_u), conforme a Equação 32:

$$\beta = \frac{\alpha}{K_s} \quad (32)$$

Onde:

α : Inclinação média obtida por modelo físico;

β : Inclinação média calculada;

K_s : Fator de tridimensionalidade em função da seção.

Como a cunha gerada foi subdividida em 5 seções (defasadas 45°), foram gerados 5 ábacos de Fator de tridimensionalidade (K_s) *versus* resistência ao cisalhamento não-drenada (S_u). Com isso, houve uma modificação da Equação 8 (método do talude finito) resultando na Equação 33:

$$\text{sen}\left(\frac{\alpha}{K_s}\right) = \frac{2S_u}{\gamma \cdot H \cdot \text{sen}\left(90 - \frac{\alpha}{K_s}\right)} \quad (33)$$

Onde:

α : Ângulo do plano de ruptura;

S_u : Resistência ao cisalhamento não drenada do material;

γ : Peso específico do material;

H : Altura média do material;

K_s — Fator de tridimensionalidade em função da seção.

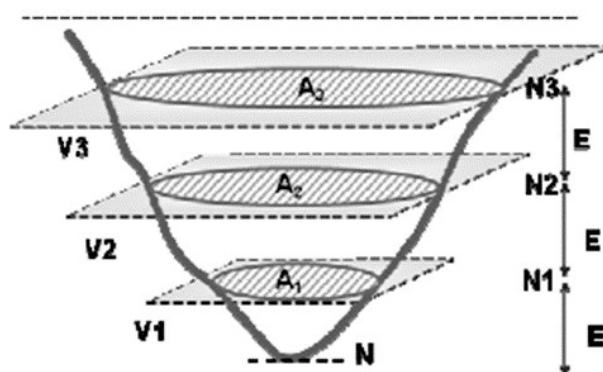
Posteriormente a partir dos dados físicos foram geradas curvas tendências e os ângulos dos taludes foram corrigidos.

3.11. CÁLCULO DO VOLUME DO MATERIAL ROMPIDO

Para o cálculo do volume transferido (escoado a partir do reservatório), adotou-se o método das superfícies equidistantes. Através deste método se calcula a quantidade volumétrica de material entre áreas extremas delimitadas pelas curvas de nível, conforme demonstra a FIGURA 52. O somatório dos volumes parciais (V_1 , V_2 e V_3), entre curvas de nível, possibilitam a calcular o volume total transferido.

Pontes Filho (1998) faz referência ao mesmo método denominando-o de “ método das áreas médias”, porém aplicado às obras de terraplanagem de corte e aterro. São obtidos valores exatos de volumes quando há igualdade entre as seções transversais, já em outras situações os resultados são ligeiramente diferentes, de forma que na prática os erros cometidos são menores que 2%.

FIGURA 52 – MÉTODO DO CALCULO DO VOLUME DE MATERIAL LIBERADO NA RUPTURA



FONTE: ALBERTIN, MATOS e MAUAD (2010)

Para o cálculo do volume, os trechos são subdivididos em partes considerando a geometria do relevo, conforme FIGURA 53. Albertin, Matos e Mauad (2010) citaram que para calcular estas formações utilizam-se as equações 34, 35 e 36, cujo somatório quantifica o volume da FIGURA 53. O sólido compreendido entre os níveis N e N1 assume uma configuração aproximadamente cônica, desta forma entende-se que a forma de calcular este volume difira das dos sólidos prismáticos e das superfícies em cunhas, consequentemente usando a Equação 34:

$$V_1 = \frac{A_1}{3} \times h \quad (34)$$

$$V_2 = \frac{A_2 + A_1}{2} \times E \quad (35)$$

$$V_3 = \frac{A_2 + A_3}{2} \times E \quad (36)$$

Onde:

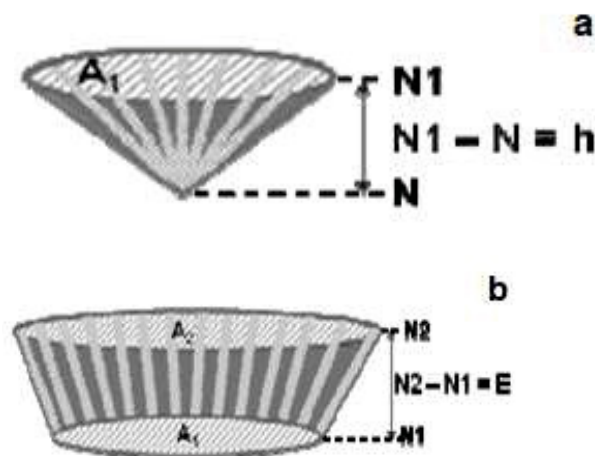
V_x – Volume calculado;

A_x – Área delimitada pela curva de nível;

h – Altura do relevo com formato cônico;

E – Altura do relevo com formato cilíndrico.

FIGURA 53 – MÉTODO DE CÁLCULO EM FUNÇÃO DA GEOMETRIA



FONTE: ALBERTIN, MATOS e MAUAD (2010)

LEGENDA: a) Relevo com formato cônico

b) Relevo com formato cilíndrico

No modelo físico foram adotadas inclinações médias entre a área da base e a área de topo a partir da avaliação das 5 seções (defasadas em 45° entre elas), conforme FIGURA 50. A altura de material depositado é obtida pela curva h/H versus S_u (kPa). A área de topo foi gerada a partir da interpolação dos comprimentos obtidos pela inclinação média do modelo físico (α) de cada seção no plano referente a cota 15 cm referenciados pela cota de base da caixa simulatória, a partir da área de base. Vale salientar que na avaliação do volume não foi considerado o rebaixamento lateral do material ao em torno da cunha. Desta forma, o cálculo do volume transferido do material rompido foi simplificado pela Equação 37:

$$V_{transf.} = \frac{A_{base} + A_{topo}}{2} \times E \quad (37)$$

Onde:

V_{transf} – Volume calculado transferido de material;

A_{topo} – Área delimitada pela curva de nível do topo;

A_{base} – Área delimitada pela curva de nível da base;

E – Altura entre os níveis de base e topo (15cm).

4. RESULTADOS E ANÁLISES

Neste tópico serão abordados os resultados obtidos pelos ensaios ocorridos na pesquisa, assim como as interpretações feitas a partir destes após os dados serem analisados. Por fim, nesta parte do trabalho foi desenvolvido um modelo de estimativa de volume transferido partir dos resultados do modelo físico.

4.1. CARACTERIZAÇÃO DA BENTONITA

Após a realização dos ensaios de caracterização do material foi gerada os resultados foram sintetizados na TABELA 9.

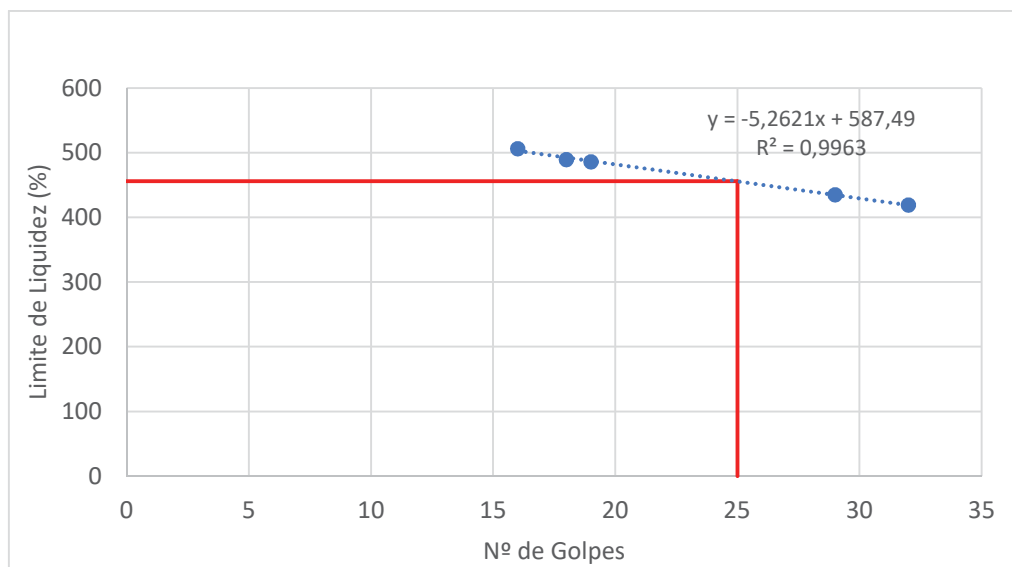
TABELA 9 – RESULTADOS GERAIS DA CARACTERIZAÇÃO DA BENTONITA

Parâmetro	Unid.	Valores
Densidade Real dos Grãos	g/cm ³	2,40
Teor de umidade Higroscópica	%	13,96
Massa Unitária	g/cm ³	0,86
Limite de Liquidez	%	455,94
Limite de Plasticidade	%	65,28
Índice de Plasticidade (IP)	%	390,66

FONTE: O autor (2017)

A média de cinco tentativas de ensaios de limite de plasticidade foi de 65,28% com desvio padrão de 1,80%. Com relação ao Limite de liquidez foi obtido através de cinco pontos com diferentes teores de umidade e a correlação entre tais valores de R² igual a 0,9963, conforme FIGURA 54.

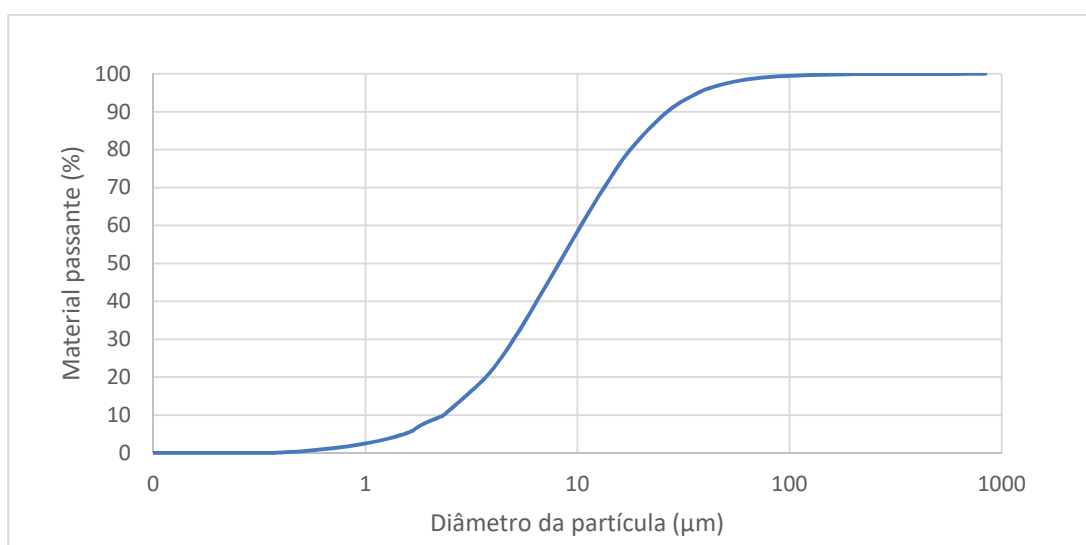
FIGURA 54 – ENSAIO DE LIMITE DE LIQUIDEZ DA BENTONITA



FONTE: O autor (2017)

Esta bentonita apresenta um índice de plasticidade (IP) superior a 15%, o que segundo Caputo (1996) caracteriza um material de alta plasticidade. Passini (2015) caracterizou os limites de consistência, através dos limites Atterberg, da bentonita obtendo como valores de limite de liquidez (LL) de 476%, limite de plasticidade (LP) de 66% e consequentemente um índice de plasticidade (IP) de 410%. Com relação ao ensaio de granulometria à raio *laser* foi possível estabelecer a ilustração gráfica da FIGURA 55.

FIGURA 55 – ENSAIO DE GRANULOMETRIA DA BENTONITA



FONTE: O autor (2017)

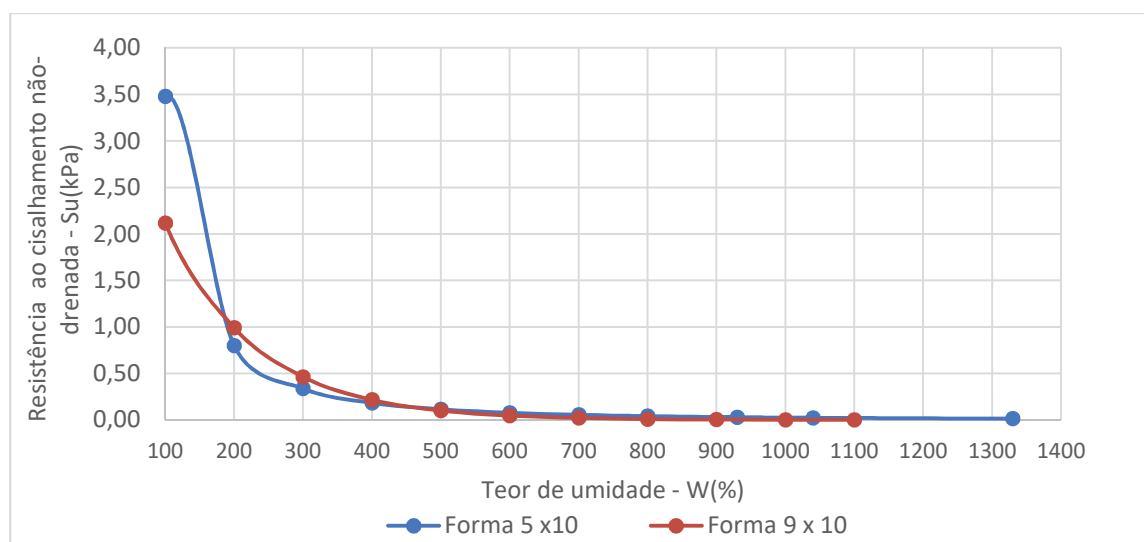
Como pode ser visto, a distribuição das frações granulométricas na amostra de bentonita se subdivide em frações 89,84% de Silte, 8,25% de areia e 1,91% de argila. A classificação foi gerada a partir da norma NBR 6502 (ABNT,1995), cuja designação aplicável ao material é de Silte com pouca areia e vestígios de argila. Passini (2015) obteve classificação de bentonita de 75,52% de Silte e 24,48% de argila, o que aparentemente evidencia o caráter siltoso deste material.

Tendo em vista a tendência comum de que a bentonita possui maior fração argilosa em sua composição acredita-se que no ensaio de granulometria à raio *laser* foram medidos os tamanhos das partículas floculadas, consequentemente resultando em uma curva granulometria de caráter mais siltosa.

4.2. VALIDAÇÃO DO MODELO FÍSICO

A FIGURA 56 ilustra o comportamento da resistência ao cisalhamento não drenada (S_u) em função do teor de umidade do material para a forma 5x10cm e para um recipiente de 10x9 cm (diâmetro x altura) cujas relações de valores dos parâmetros se ordenaram de forma tal que a função não linear logarítmica obteve a melhor correspondência para ambas. Além disso, para teores de umidade superiores a 400%, o mesmo material com procedimentos diferentes apresentou uma resposta de resistência ao cisalhamento similar.

FIGURA 56 – COMPARAÇÃO DE RESISTÊNCIAS NÃO-DRENADAS ENTRE ENSAIOS



FONTE: O autor (2017)

A avaliação foi realizada para faixas de teores de umidade entre 130% até 910%. Foi constatado em ambas as situações uma gradual redução de resistência ao cisalhamento não drenada (S_u) com o aumento do teor de umidade da bentonita, conforme previsto. A correlação entre os pontos foi de R^2 foi superior a 0,90, indicando uma ótima qualidade para a regressão.

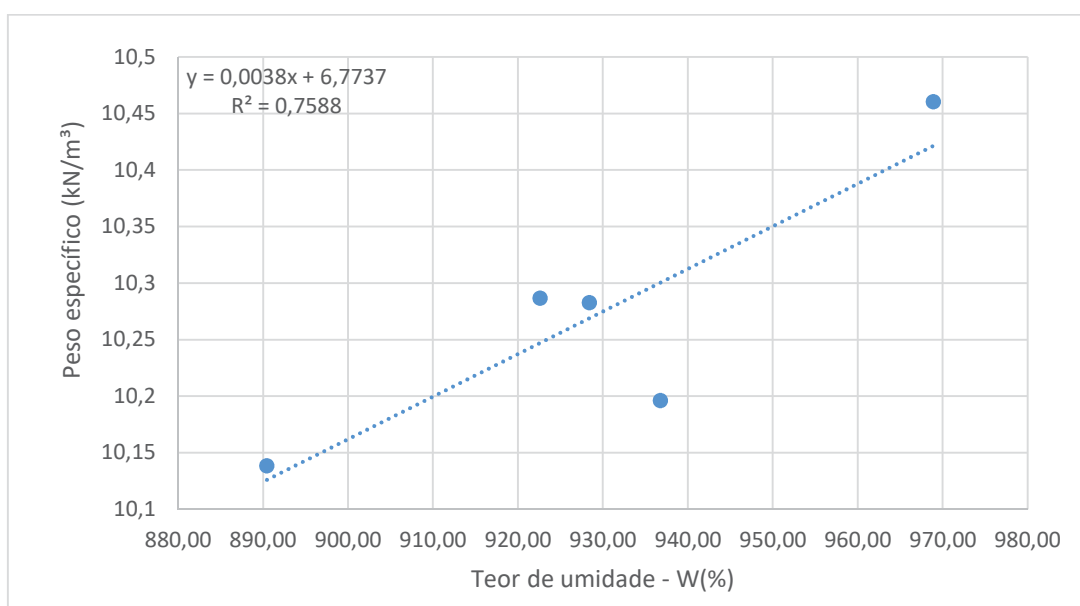
4.3. AVALIAÇÃO DO PESO ESPECÍFICO EM FUNÇÃO DA VARIAÇÃO DO TEOR DE UMIDADE DO MATERIAL (CAIXA L)

Ainda que com baixa variação foi constatado que a medida em que se havia aumento do teor de umidade, o material aumentava o seu peso específico, conforme FIGURA 57.

Este comportamento se justifica por pequenas concentrações de vazios existente no material em consistência de lama devido à ausência de adensamento do material. Como as barragens de rejeitos de mineração são construídas com lançamento de material e o adensamento natural, buscou-se simular considerando a técnica comumente utilizadas para a formação da praia de rejeitos.

Foi possível perceber que a relação entre os parâmetros apresentou uma tendência ótima de comportamento devido a correlação R^2 ser superior a 0,76 cujas variações do γ_{solo} foi entre 10,1 a 10,5 kN/m³ para teores de umidade entre 900% e 960%.

FIGURA 57 – AVALIAÇÃO DO PESO ESPECÍFICO DA BENTONITA EM FUNÇÃO DA VARIAÇÃO DO TEOR DE UMIDADE

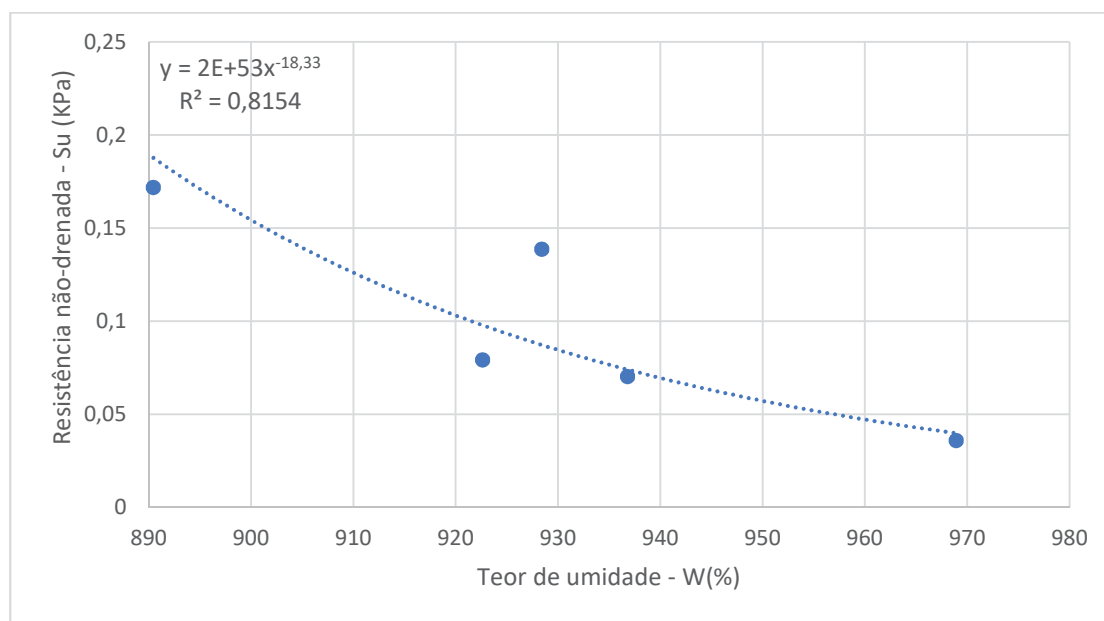


FONTE: O autor (2017)

4.4. AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO NÃO-DRENADA EM FUNÇÃO DA VARIAÇÃO DO TEOR DE UMIDADE DO MATERIAL

Utilizando os procedimentos do ensaio citado no item 3.2, adotando a faixa de teor de umidade de 890% até 970% referente ao intervalo da resistência ao cisalhamento não drenada (S_u) de 0,030 a 0,20 kPa, foi possível perceber o comportamento anunciado no gráfico da FIGURA 58. Foi verificado que com a técnica de obtenção resistência ao cisalhamento não drenada (S_u) em função do teor de umidade (W%) em consistência de lama, a medida em que se aumentava o teor de umidade da bentonita, os ângulos de deposição do material diminuía e consequentemente reduzia o valor de S_u do material.

FIGURA 58 – RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO NÃO DRENADA VERSUS TEOR DE UMIDADE DO MATERIAL



FONTE: O autor (2017)

4.5. RELAÇÃO ENTRE O FATOR DE TRIDIMENSIONALIDADE (K_s) E A RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO NÃO DRENADA (S_u)

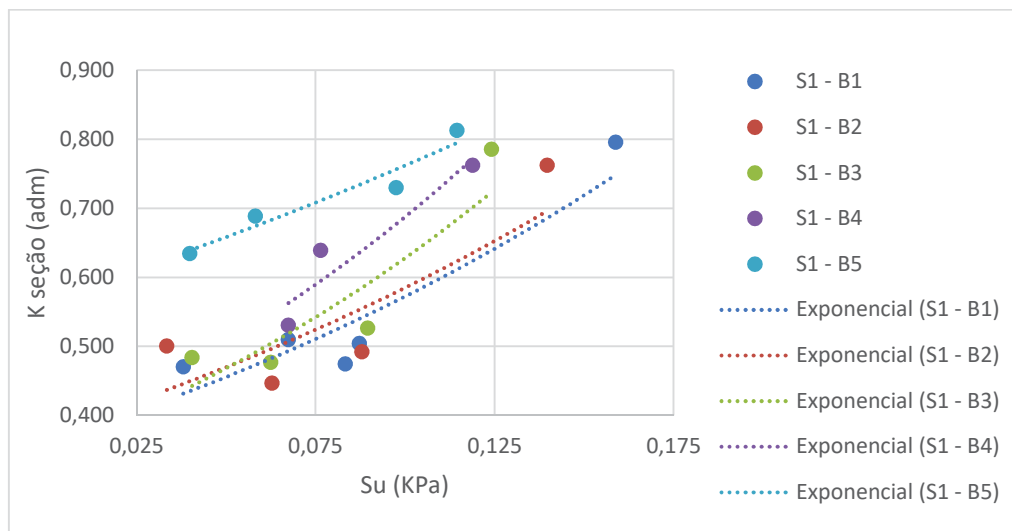
Baseado nos procedimentos do item 3.8 foram produzidos os ábacos da FIGURA 59 a FIGURA 63. Como pode ser avaliado, o fator de tridimensionalidade ($K_{seção}$) possui valores entre 0,3 e 0,9 e, de uma forma geral, aumentou em consonância ao aumento da resistência ao cisalhamento não drenada (S_u).

Como pode ser vista na FIGURA 59, as brechas trapezoidais apresentaram ângulos

menos íngremes nos cantos, indicativo que a geometria da brecha influencia na formação dos taludes em comparação as brechas B4 e B5 que tiveram valores de $K_{seção}$ superior. Os ângulos dos taludes variam entre 57° e 40° conforme reduz há um aumento do teor de umidade, consequentemente, redução da resistência.

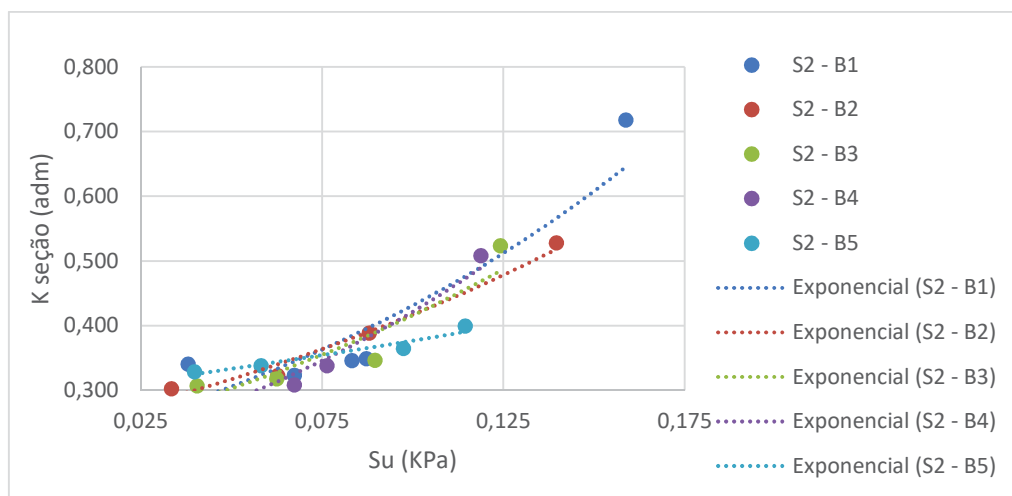
Os gráficos da FIGURA 59 e FIGURA 63 apresentam comportamentos de tendência muitos próximos justificados pelo fato das seções estarem na mesma direção, porém a seção S5-B4 apresentou um comportamento não previsto. Provavelmente houve alguma variabilidade não levantada no experimento.

FIGURA 59 – FATOR DE TRIDIMENSIONALIDADE ($K_{seção}$) NA SEÇÃO S1



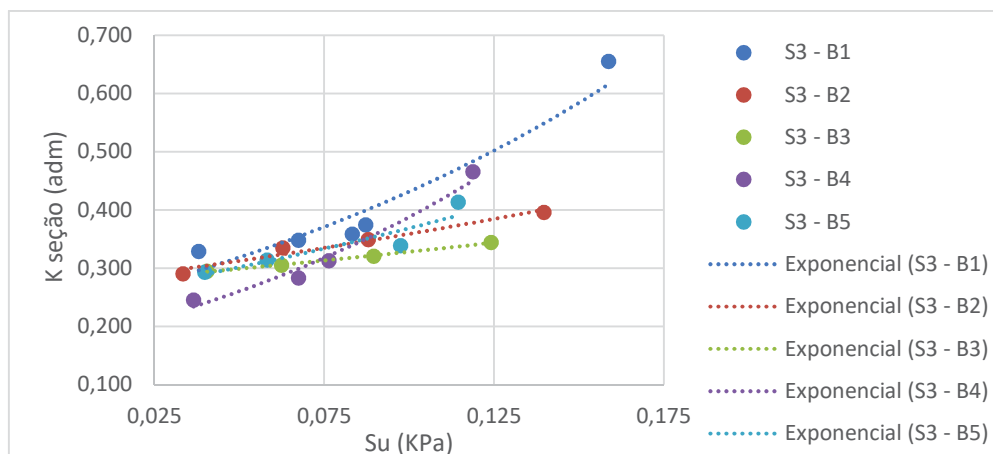
FONTE: O autor (2017)

FIGURA 60 – FATOR DE TRIDIMENSIONALIDADE ($K_{seção}$) NA SEÇÃO S2



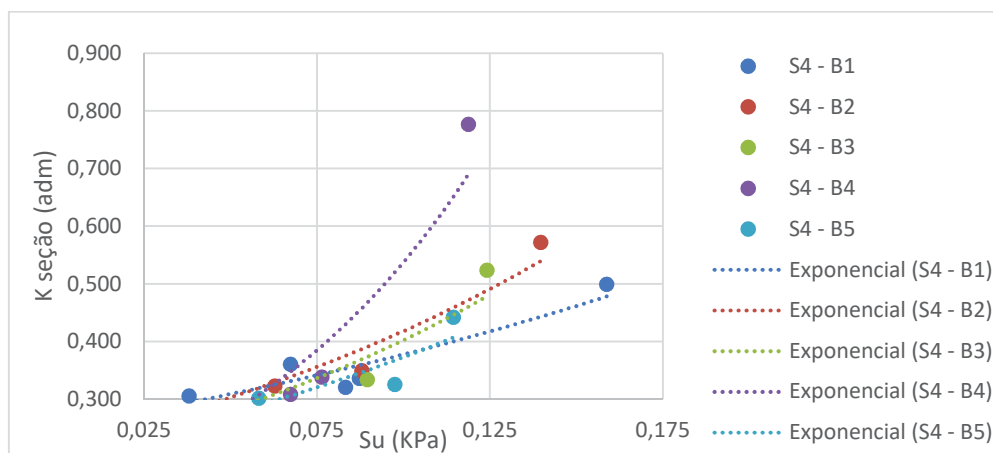
FONTE: O autor (2017)

FIGURA 61– FATOR DE TRIDIMENSIONALIDADE ($K_{seção}$) NA SEÇÃO S3



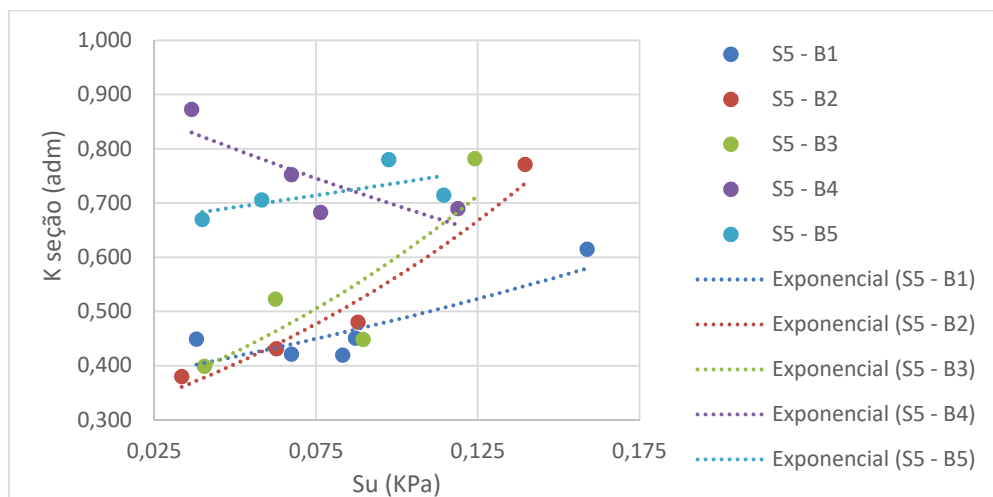
FONTE: O autor (2017)

FIGURA 62– FATOR DE TRIDIMENSIONALIDADE ($K_{seção}$) NA SEÇÃO S4



FONTE: O autor (2017)

FIGURA 63 – FATOR DE TRIDIMENSIONALIDADE ($K_{seção}$) NA SEÇÃO S5



FONTE: O autor (2017)

Quanto a seção S2 ilustrada na FIGURA 60 é possível afirmar que os ângulos dos taludes variaram entre 46° e 23° , porém os valores mais frequentes estiverem entre 26° e 28° . Na seção S4 (Ver FIGURA 62) os valores ficaram entre 55° e 23° sendo frequentes valores entre 23° e 29° justificados pela grande concentração de pontos em valores de $K_{seção}$ correspondente a estes ângulos. Nas seções intermediárias S2 e S4 apresentaram valores intermediários ao centro e as bordas.

Por fim na seção central S3 (Ver FIGURA 63) os valores dos ângulos dos taludes foram menores ainda apresentando valores entre 42° e 21° e com valores mais frequentes entre 25° e 28° , o que condiz com o formato semielispoidal da cunha.

No APÊNDICE II (FIGURA 68 até a FIGURA 87) estão ilustradas as figuras da modelagem tridimensional das cunhas formadas pós-ruptura. No APÊNDICE III (FIGURA 88 até a FIGURA 107) estão ilustrados os relevos formados pós ruptura da cunha através de curvas de contorno. Por fim, do APÊNDICE IV ao APÊNDICE XXIII encontram-se todas as seções longitudinais (seção 1, seção 2, seção 3, seção 4 e seção 5) obtidas nas simulações em com as inclinações médias em relação ao relevo obtido no modelo.

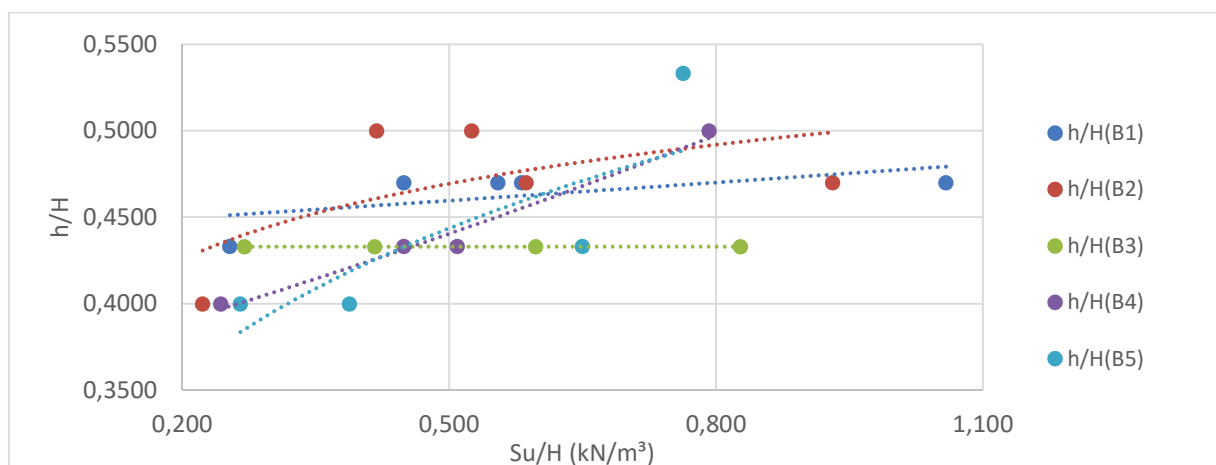
4.6. RELAÇÃO ENTRE h/H E A RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO NÃO DRENADA (S_u)

A partir dos resultados do modelo físico a relação h/H (Altura depositada pós ruptura /Altura da barragem pré-ruptura) ilustrada na FIGURA 51 foi crescente com o aumento da resistência não-drenada (S_u), conforme FIGURA 64.

Como pode ser visto na FIGURA 64, os valores anunciados na ordenada indicam que a altura do volume depositado representa 35% a 55% da altura da barragem. No que tange a transferência de massa houve uma variação comportamental da relação h/H em função da geometria. Em brechas retangulares, a medida em que houve aumento da razão (S_u/H) a resposta da relação h/H foi aproximadamente proporcional indicando que a variação da largura pouco influenciou na inclinação do talude.

Quanto as brechas de declividades abertas (trapezoidais), os resultados de h/H foram variáveis, cujas linhas de tendência apresentaram-se mais suaves em função do aumento da resistência não-drenada (S_u). As relações mais frequentes de h/H na B1e B2 foram de 0,47, na B3, B4 e B5 foi de 0,43. Faz-se uma ressalva a h/H (B3) cujo valor foi igual a 0,43 em tendência constante o que é possível inferir que atingiu uma condição de equilíbrio de deposição dentro dos limites de S_u estudados.

FIGURA 64 – AVALIAÇÃO DAS h/H EM FUNÇÃO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO NÃO DRENADA



FONTE: O autor (2017)

De uma maneira geral, salvo a relação $h/H(B3)$, a relação h/H foi crescente com o aumento da resistência ao cisalhamento não drenada, uma vez que quanto menor a quantidade de água numa mistura homogênea há uma maior tensão efetiva, ou seja, contato entre as partículas. O atrito existente entre os grãos de solo impede o desencadeamento de movimento das mesmas e consequentemente menor transferência de material. A medida em que houve aumento da largura em brechas trapezoidais, a relação (h/H) diminuiu com o aumento da relação $\frac{S_u}{H}$, muito embora nas brechas retangulares as relações de tendências fossem semelhantes independente da largura da brecha.

4.7. AVALIAÇÃO DO VOLUME TRANSFERIDO EM FUNÇÃO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO NÃO DRENADA (S_u) E DA GEOMETRIA DA BRECHA (L_m)

Como pode ser visto na FIGURA 65, a medida em que houve aumento da largura média da brecha (L_m), de fato, maior foi a transferência de massa em função da variação da resistência ao cisalhamento não-drenada do material. Comparando os formatos das brechas, foi possível notar que a geometria da brecha influencia na transferência da massa. Embora as brechas retangulares e inclinadas possibilitassem a formação das cunhas com uma certa similaridade, no que tange a geometria, as larguras médias das brechas retangulares foram menores e ainda assim os valores de transferência de massa foram superiores as das brechas inclinadas.

Provavelmente, como as medidas das larguras de base das brechas retangulares foram

superiores às dimensões de larguras de base das brechas inclinadas, a magnitude da transferência de massa pode estar significativamente influenciada com a dimensão da base da brecha. O gráfico expresso na FIGURA 65 pode ser utilizado para outras escalas, com base nas teorias de similitude, porém devem ser considerados os critérios expressos no QUADRO 4 cujo volume do modelo e a resistência ao cisalhamento não drenada (S_u) do protótipo são estimados a partir das equações 37 e 38:

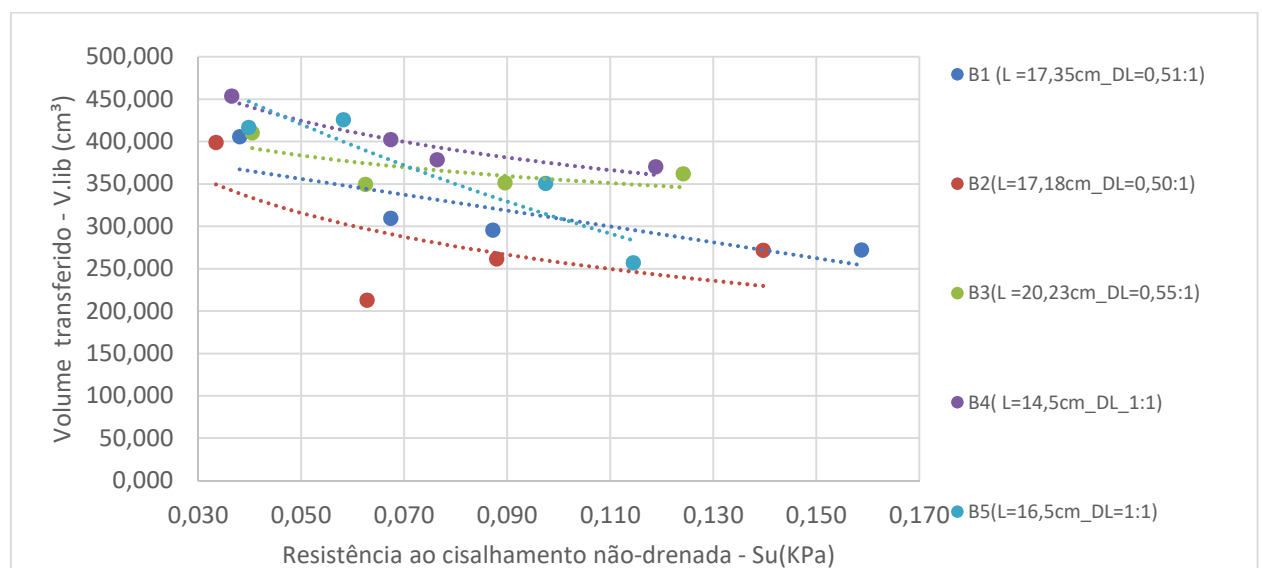
$$S_{u \text{ protótipo}} = \lambda \times S_{u \text{ modelo}} \quad (37)$$

$$\text{Vol. protótipo} = \lambda^3 \times \text{Vol. modelo} \quad (38)$$

Nas brechas com inclinações 0:50H:1V, 0,51:1V e 0:55H:1V, foi percebido que a medida em que houve aumento da largura média da abertura, maior era transferência de massa.

Quanto as brechas retangulares B4 e B5, foi percebido que houve uma redução de transferência de massa com o aumento da largura da brecha. Provavelmente este comportamento possa ser justificado pela variação de tensões geradas após abertura da mesma. O alívio de tensões gerado após formação da brecha possibilitou a formação de cunhas com larguras menores e comprimentos maiores, causado pela estabilização dos taludes das seções centrais (S2, S3 e S4) em ângulos menores na brecha B5 em relação a brecha B4.

FIGURA 65 - RESULTADOS DA AVALIAÇÃO DE TRANSFERÊNCIA DE MASSA PÓS
- RUPTURA DO MODELO FÍSICO DE RESERVATÓRIO DE REJEITOS

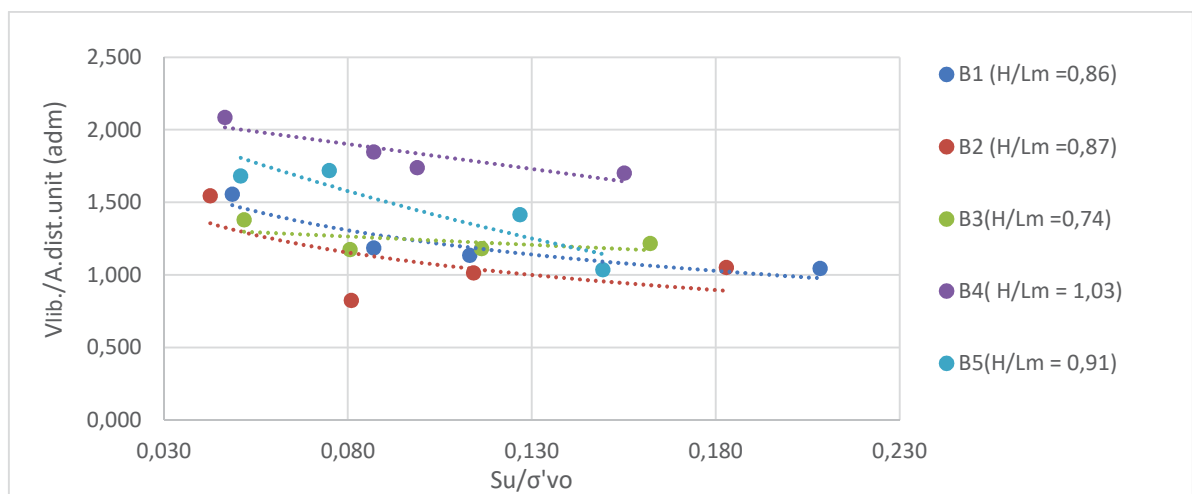


FONTE: O autor (2017)

Porém, como pode ser visto na FIGURA 65, nas brechas B4 e B5 as tendências apontam que para valores inferiores a $\frac{Su}{\sigma'_{vo}} = 0,040$ há aumento de transferência de massa conforme aumenta a largura da brecha. Porém de uma forma geral nas simulações da brecha B5, os valores de transferência foram menores do que uma brecha mais curta (B4), situação esta influenciada provavelmente pelas condições de alívio gerada na abertura da brecha. Os valores $\frac{Su}{\sigma'_{vo}}$ foram calculados a partir da metade da altura da barragem com intuito de se obter um valor médio da razão de resistência liquefeita.

Como pode ser visto na FIGURA 66, de um modo geral, no que tange ao critério de umedecimento do material, a bentonita em todas as simulações apresentou um aumento de transferência de massa a medida que houve redução da razão de resistência ($\frac{Su}{\sigma'_{vo}}$).

FIGURA 66 – RESULTADOS DA AVALIAÇÃO DE TRANSFERÊNCIA DE MASSA PÓS-RUPTURA DO MODELO FÍSICO EM FUNÇÃO DA ÁREA DA BRECHA



FONTE: O autor (2017)

*Observações: H/L_m = Altura da barragem / Largura média da brecha; $\frac{V_{lib.}}{A \cdot dist \ unit.}$ = razão entre o volume liberado do material pós-ruptura e produto da área da brecha por uma distância unitária (1cm) ; e que $\frac{Su}{\sigma'_{vo}}$ = razão de resistência (Resistência não-drenada/ Tensão efetiva).

Nas brechas inclinadas com $\frac{Su}{\sigma'_{vo}} = 0,11$ foi percebido que tanto existiu uma relação logica de aumento de transferência de massa, conforme houve um aumento da largura média da brecha e do aumento do teor de umidade do material.

CONSIDERAÇÕES FINAIS

Baseado nas informações e resultados obtidos, o estudo desenvolvido para a avaliação da transferência de massa pós-ruptura foi considerado suficientemente aceitável para descrever o evento em escala reduzida. Aliado aos critérios referentes a precisão do método na descrição, vale ressaltar os aspectos referentes ao baixo custo, assim como a facilidade de processamento das informações. O método possibilita prever a quantidade de material que pôde ser transportado durante o evento a partir do parâmetro de resistência (S_u) e geometria do aterro de rejeitos.

O evento de ruptura de uma barragem de rejeitos apresenta um conjunto de variáveis que torna a previsão de volume de rejeitos liberado complexa, tais como: a geometria da barragem (altura, comprimento e largura); método construtivo; tipos de rejeitos minerais; variação do processo de beneficiamento do material; variação do adensamento do material em cada camada; variação de mecanismo de falha (liquefação, *piping*, galgamento, instabilidade de taludes, etc), presença de água no reservatório e outros. Cada situação deve ser avaliada de uma forma particular, uma vez que a relação $\frac{V_{lib.}}{V_{arm.}}$ pode ser bastante variável quando se agrupam todos os eventos em um universo e os correlaciona apenas considerando aspectos geométricos e transferência de massa, como pode ser visto na TABELA 5. Esta faixa é bastante ampla. Sendo assim, é necessário que exista um maior refinamento das formulações em função dos parâmetros. Um dos meios é discretizá-los por meio de modelos físicos e comparar com o comportamento do protótipo.

Inicialmente foram gerados cenários simulatórios para desenvolver procedimentos de ensaios considerando os aspectos qualitativos (forma da cunha, formação de rejeitos na ruptura, etc.) e quantitativo (valor da umidade para se obter a resistência ao cisalhamento não-drenada, geometria da brecha, quantidade de material transferido) pós-ruptura da barragem de rejeitos em modelo físico. Desta forma, a caixa simulatória juntamente com as brechas propostas a partir da literatura e a faixa de teor de umidade (correspondente a resistência ao cisalhamento não-drenada) de estudo, resguardadas a equivalência escalar, foram compatíveis aos mesmos parâmetros em protótipo.

Quanto à resistência ao cisalhamento não-drenada (S_u), obtida com variação do teor de umidade e os procedimentos mencionados no capítulo 2, ela foi verificada de duas formas: ensaio de palheta (*Vane Test*) e ensaio de caixa L. Esperava-se que o ensaio de palheta pudesse anunciar a relação entre a resistência ao cisalhamento não-drenada (S_u) e o teor de umidade (W%), porém os níveis de resistência ao cisalhamento não-drenada não conseguiam ser

adequadamente medidos pelo ensaio de palheta.

A partir do uso da caixa L, comumente utilizado nas avaliações de espalhamento de concreto auto adensável, foi percebido que a resistência ao cisalhamento não-drenada (S_u) em função do teor de teor de umidade (W%) apresentava valores mais representativos. A medida em que havia aumento do umedecimento do material, consequentemente, reduzia-se o ângulo de deposição da bentonita. Através do método do talude infinito, pôde-se interpretar que ainda que houvesse a sutil redução do peso específico em função do aumento do teor de umidade promovido por questões referentes ao espalhamento do material, ainda assim a resistência ao cisalhamento não-drenada reduzia em função do aumento do teor de teor de umidade da mistura (água: bentonita), conforme previsto.

Foram ensaiados 20 cenários simulatórios em modelo físico com larguras médias de: 14,50 cm (1H:1V); 16,50 cm (1H:1V); 17,18 cm (0,50H:1V); 17,35cm (0,51H:1V); e 19,80cm (0,5467H:1V). Os teores de umidade da matriz foram definidos em faixa situada entre 900% e 1000% devido as dificuldades referentes de homogeneização da bentonita em grandes quantidades, haja vista que esta característica varia com o tempo e facilidade de saturação do material. Consequentemente, as resistências ao cisalhamento não-drenadas (S_u) foram referentes a estes teores de umidade dentro desta faixa.

Quanto a transferência de massa pós-ruptura de barragem de rejeitos em modelo físico pode-se inferir as seguintes considerações:

- a) A quantidade de material aumenta com o aumento do teor de umidade do material;
- b) A declividade lateral da brecha na ruptura influência na quantidade de material transferido pós-ruptura;
- c) Em brechas inclinadas, a quantidade de material transferido foi maior conforme o aumento da largura média das mesmas;
- d) Nas brechas retangulares este comportamento foi distinto. Nas brechas B4 e B5 as tendências apontam que para valores inferiores a $\frac{S_u}{\sigma'_{vo}} = 0,040$ há aumento de transferência de massa conforme aumenta a largura da brecha. Já para situação $\frac{S_u}{\sigma'_{vo}} > 0,040$ a transferência massa foi maior em brechas retangulares com largura médias inferiores provavelmente condicionada pelos alívios da brecha;
- e) As brechas retangulares embora possuísem uma largura média inferior em relação as brechas inclinadas apresentaram maior transferência de massa o que indica que a

largura de base, que nas brechas retangulares foram maiores comparadas as inclinadas, possui uma influência significativa na liberação do rejeito mineral.

Quanto ao formato da cunha de ruptura foi possível perceber:

- a) Cunhas cujas brechas possuem declividades laterais mais elevadas (próximas de 90°) apresentaram inclinações de taludes pós-ruptura mais íngremes, o que confirma que a inclinação da brecha exerce influência sobre a transferência de massa;
- b) A relação h/H , ou seja, razão entre a cota do ponto mais baixo e a altura da barragem, é inversamente proporcional ao teor de umidade ($W\%$);
- c) As declividades dos ângulos das seções reduziram conforme o aumento do teor de umidade ($W\%$). De uma forma geral, foi verificado em todos os casos que a inclinação da seção central (S3) é inferior em relação a inclinação das seções defasadas em 45° (S2 e S4) e que por sua vez foram menores que as inclinações dos taludes das bordas da brecha (S1 e S5).

Em relação a magnitude da quantidade de material liberado:

- a) O material testado estava no estado líquido, uma vez que os teores de umidade estavam acima do limite de liquidez (LL), e foi colocado na caixa simulatória de forma rápida, de modo que não se encontrava consolidada. Apesar disso, o estudo realizado apresentou resultados relevantes;
- b) É de fundamental importância que antes das realizações dos ensaios, a bentonita esteja, pelo menos, por um período de 24 horas em estágio de saturação. A bentonita é um material que possui uma granulometria composta por partículas finas e consequentemente demanda um tempo considerável para que a água percole entre os grãos e atinga condições aceitáveis de homogeneização. A falta de homogeneização favorece a formação de grumos dentro da mistura e altera a viscosidade do material úmido e seu comportamento reológico.

SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS

Como forma de sugestões para trabalhos futuros recomenda-se, as seguintes pesquisas, com ênfase no mesmo tema:

- Estudo de previsão do volume liberado de rejeitos em rupturas de barragens, com utilização de modelo reduzidos, para investigação dos efeitos dos parâmetros de altura da barragem e tempo de formação de brecha;
- Estudo do efeito da consolidação do material depositado na magnitude do volume liberado de material após ruptura;
- Estudo de previsão de volume liberado de material em rupturas de barragens, com utilização de modelo reduzidos, com imposição de fenômenos dinâmicos (terremoto);
- Estudo de previsão de volume liberado de rejeitos em rupturas de barragens, com utilização de modelo reduzido considerando presença de água do reservatório;
- Estudo para identificação do material que melhor se adequa ao estudo de ruptura hipotética de barragens de rejeito em modelos reduzidos, representando os rejeitos;
- Validação do modelo de previsão de transferência de massa utilizando casos reais de ruptura de barragens de rejeitos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AHRENDT, A. **Movimentos de massa gravitacionais-Proposta de um sistema de previsão: Aplicação na área urbana de campos do Jordão - SP.** Tese (Doutorado) - Programa de Pós-graduação da Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos - SP. 2005.

AKW. Disponível em: <http://www.akwauv.com/Hidrociclones-AKA-VORTEX-e-distribuidores-radiais-AKA-SPIDER.htm>. Acesso em: 17 Fev. 2017

ALBERTIN, L. L; MATOS, A. J. S; MAUAD, F. F. Cálculo do volume e análise da deposição de sedimentos do reservatório de três irmãos. **Revista brasileira de recursos hídricos**, vol. 15, nº 4, pp. 57-67, 2010.

ALBUQUERQUE, L. H. **Avaliação do comportamento geotécnico de Barragens de Rejeitos de Minério de Ferro através de ensaios de piezocone.** Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-graduação do Departamento Engenharia Civil da Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto - MG. 2004.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTS AND MATERIALS (ASTM). **ASTM D 4648:** Standard Test Method for Laboratory Miniature Vane Shear Test for Saturated Fine-Grained Clayey Soil, Philadelphia, 2000.

ANA. **Metodologia para determinação da área de inundação.** Brasília, 2013 em: <http://arquivos.ana.gov.br/cadastros/barragens/eventos/20130716_MetodologiasParaDeterminacaoDaAreaDeInundacao.PDF>. Acesso em: 29/04/2016.

ANA. **Relatório de Segurança de Barragens 2015.** 2016, Brasília, Brasil, 168 p. Relatório Técnico.

ANA. **Relatório de Segurança de Barragens 2016.** 2017, Brasília, Brasil, 156 p. Relatório Técnico.

ARAUJO, C. B. **Contribuição ao estudo de comportamento de barragens de rejeitos de mineração de ferro.** Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-graduação da Escola de Engenharia da COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro - RJ. 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR NM 45:** Agregados: Determinação da massa unitária e do volume de vazios. Rio de Janeiro, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6459:** Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6502:** Rochas e Solos. Rio de Janeiro, 1995.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7180:** Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 10004:** Resíduos

sólidos – classificação. Rio de Janeiro, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 13028**: Elaboração e apresentação de projeto de disposição de rejeitos, contenção de sedimentos e reservação de água. Rio de Janeiro, 2017.

AZAM, S; LI, Q. Tailings Dam Failures: A Review of the Last One Hundred Years. **Waste Geotechnis**, Regina. December 2010. p. 50-53.

BASTOS, L. A. C. **Aplicação de estéreis de barragem de rejeito de mineração como matéria-prima em construção civil**. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Ouro, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2011.

BATISTA, J. O dos S.; COSTA, E. C. P. de; SANTOS, D. H. dos; SANT'ANA FILHO, J. N.; BASTOS, L. A. C; FONTES, W. C.; MENDES, J. C.; PEIXOTO, R. F. **Utilização de Rejeito de Barragem de Minério de Ferro na Construção Civil**. 2016, Ouro Preto, Brasil, 57 p. Relatório Técnico.

BJELKEVIK, A; e KNUTSSON, S. (2005b). **Swedish tailings – Comparison of mechanical properties between tailings and natural geological materials**. Proceedings “Securing the Future, International Conference on Mining and the Environment Metals and Energy Recovery”. June 27-July 1 Skellefteå 2005.

BLIGHT, G. E.; E BENTEL, G. M.. The behaviour of mine tailings during hydraulic deposition. **Journal of the South African Institute of minning and metallurgy**, Johannesburg, s/vol., s/nº, pp. 73-86, 1983.

BOSCOV, M. E. G. **Geotecnia ambiental**. São Paulo: Oficina de Textos, 2008.

BRASIL. Lei nº 12.334, de 20 de Setembro de 2010. Institui Política Nacional de Segurança de Barragens e cria o Sistema Nacional de informações sobre segurança de barragens, DF, n., 21Set. 2010. Seção 1, p. 1.

BRASIL. Resolução nº 143, de 10 de Julho de 2012. Estabelece critérios gerais de classificação de barragens por categoria de risco, dano potencial associado e pelo volume do reservatório, em atendimento ao art. 7º da Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010. **Diário Oficial da União**, Brasil, 04 de Setembro de 2012. Disponível em: file:///C:/Users/USER/Downloads/resolucao_29--.pdf. Acesso em: 21 Jan. 2017.

BRASIL, L. S. S.; NASCIMENTO, N. de O ; DIAS, R. F. C. ; ESPÓSITO, T. J. ; RUSSO, F. . Simulação de ondas de cheias causadas por ruptura de barragem e mapeamento de áreas inundáveis em meio urbano: estudo de caso de uma bacia de detenção em Uberaba, MG. In: Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 16, 2005, João Pessoa. **Anais do XVI Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos**, 2005. vol. 1. pp. 10-15.

BRUNNER, G. **Using HEC RAS for Dam Break Studies**. Davis: USACE, 2014.

BUREAU OF RECLAMATION. **Best practices in dam and levee safety risks analysis**. Washington: USACE/USBR, 2015. p. 1-18. manual técnico.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações 6ªed.** Rio de Janeiro: LTC, 1996.

CASTRO, L.V.P.. **Avaliação do comportamento do nível d' água em barragem de contenção alteada a montante.** Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Mineral, Universidade de São Paulo. São Paulo - SP 2008.

CHAUHAN, S. S.; BOWLES, D. S.; ANDERSON, L. R. **Do current breach parameter estimation techniques provide reasonable estimates for use in breach modeling.** Proceedings of the Annual Conference of the Association of State Dam Safety Officials. Phoenix, p.15. 2004.

CHAVES, A. P. **Teoria e prática do tratamento de minérios: Desaguamento, Espessamento e Filtragem.** In: CHAVES, A. P; OLIVEIRA, A. H; CORDEIRO, R. A. C; CHIAPPA, R. Descrição do equipamento. São Paulo: Signus, 2010.p. 52-71.

CHAVES, A. P.; PERES, A. E. C. **Teoria e prática do tratamento de minérios: Britagem, Peneiramento e Moagem.** São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

CHENG, S.T.; YEN, B. C.; TANG, W.H..Stoch asticrisk modeling of dam Overtopping. **ASCE special publication**.pp.123-132, 1993.

CHOWDHURY, R; FLENTJE, P; BHATTACHARYA, G. **Geotechnical slope analysis.** News York: CRC Press, 2010.

COLLISCHONN, W.; TUCCI, C. E. M. Análise de Rompimento Hipotético da Barragem de Ernestina. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, vol. 2, nº.2, pp. 191-206. 1997.

COMITÊ BRASILEIRO DE BARRAGENS (CBDB). **Guia básico de segurança de barragens.** São Paulo, 1999 em:
<<http://www.cbdb.org.br/simposio/Guia%20Seg.%20Barr%20-%20CBDB-SP.pdf>>
Acesso: 25 Abr. 2016.

CONSELHO NACIONAL DE RECURSOS HÍDRICOS (CNRH). Resolução nº 29, de 11 de Dezembro de 2002. Define diretrizes para a outorga de uso dos recursos hídricos para o aproveitamento dos recursos minerais. **Diário Oficial da União**, Brasil, 31 de Março de 2002. Disponível em:
http://www.cnrh.gov.br/index.php?option=com_docman&task=doc_download&gid=1635.
Acesso em: 13 Jul. 2017.

COSTA, J. E. **Floods from Dam Failures.** Colorado: U.S. Geological Survey, 1985.RelatórioTécnico.

CUNNING, J; HAWLEY, M. **Guidelines for Mine Waste Dump and Stockpile Design.** Australia e Nova Zelândia: Csiro Publishing, 2017.

D'AGOSTINO, L. F. **Praias de Barragens de Rejeitos de Mineração: Características e Análise da sedimentação.** Tese (Doutorado) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Mineral, Universidade de São Paulo. São Paulo–SP, 2008.

DAVIES, M. P. Tailings Impoundment Failures: Are Geotechnical Engineers Listening?. **Waste Geotechnics**, Vancouver. s/ vol., s/ n°, pp. 31 -36, 2002.

DIAS, L. de S. **Rejeitos de mineração de quartzito para produção de argamassa colante**. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Ouro, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2016.

DELL'AVANZI, E., H. GODOY, G.P. BERNARDES, e H. JARROUGE. **Estudo do comportamento de estruturas grampeadas utilizando modelos reduzidos - conceitos teóricos para garantia da similitude modelo-protótipo**. Trabalho apresentado no 13º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Curitiba, 2006.

DELL' AVANZI, E.; ZORNBERG, J. G.; CABRAL, A.R. Suction profiles and scale under increased factors for unsaturated flow gravitational field . **Revista Soil and Foudantions**, The Japanese Geotechnical Society, v. 44, n. 3, p. 79-89, jun. 2004.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (DNER). **DNER-ME 093/94**: Solo- Determinação da densidade real dos grãos. Distrito Federal, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (DNER). **DNER-ME 213/94**: Solo- Determinação do teor de umidade. Distrito Federal, 1994.

DOS SANTOS PEREIRA, T. **Avaliação do desempenho de diferentes métodos de análise de estabilidade de taludes em barragens de terra**. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Agrícola, Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria - RS. 2013.

DNPM. Disponível em: http://www.dnpm.gov.br/assuntos/barragens/arquivos-barragens/QUADRO_CLASSIFICACAO_BARRAGENS_RESIDUOS_REJEITOS/view. Acesso em: 30 Dez. 2016.

ELETROBRÁS. **Manual de critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas**. Rio de Janeiro: CBDB, 2003

ESPÓSITO, T. J.; ASSIS, A. P. **Análise Comparativa da variabilidade de parâmetros geotécnicos entre diferentes alteamentos de uma barragem de rejeito**. Trabalho apresentado no 11º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Brasília, 1998.

ESPÓSITO, T; ASSIS, A. **Método Probabilístico Acoplado ao Método Observacional Aplicados a Barragens de Rejeito**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOTECNIA AMBIENTAL, 4, 1999, São José dos Pinhais: ITA, 1999, pp. 187-194.

ESPOSITO, T. J; DUARTE, A. P. Classificação de barragens de contenção de rejeitos de mineração e de resíduos industriais em relação a fatores de risco. **Rev. Esc. Minas [online]**, Ouro Preto, vol.63, n°2, 2010.

ESPÓSITO, T. J. **Metodologia Probabilística e Observacional Aplicada a Barragens de Rejeito construídas por aterro hidráulico**. Tese (Doutorado) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília. Brasília - DF.2000.

FELL, R; MACGREGOR. P; STAPLEDON, D; BELL, G; FOSTER, M. **Geotechnical Engineering of Dams (2º Edition)**. Netherlands: CRC Press/ Balkema, 2015.

FIORI, A. P. **Estabilidade de taludes: Exercícios práticos**. São Paulo: Oficina de Textos, 2015.

FIORI, A. P.; CARMIGNANI, L. **Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas: aplicações na estabilidade de taludes 2ª ed.** Curitiba: UFPR/ Oficina de Textos, 2013.

FIORI, A. P. **Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas: aplicações na estabilidade de taludes**. São Paulo: Oficina de Textos, 2015.

FONSECA, R. F.; VILLAR, L. F. S.. **Caracterização geotécnica e reológica de um rejeito de minério de ferro**. In: XVII COBRAMSEG e VII Congresso Luso-Brasileiro, 2014, Goiânia. Anais do XVII COBRAMSEG. Goiânia. Centro Cultural Oscar Niemeyer, 2014.

FONTES, W. C. **Rejeito de mineração aplicado a produção de habitações de interesse social**. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Ouro, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2011.

FREAD, D. L., LEWIS, J. M. NWS FLDWAV model: Theoretical Description and User Documentation. **Hydrologic research Laboratory**, Office of Hydrology, National Weather Service, NOAA, pp. 335. 1998.

FROEHLICH, D. C. Embankment dam breach parameters and their uncertainties. **Journal of Hydraulic Engineering**, Flórida vol. 134, nº 12, pp. 1708-1721, dec. 2008.

GAIOTO, N. **Introdução ao projeto de barragens de terra e Enrocamento**. São Paulo: USP, 2003.

GALVÃO, A. R. de V. **Metodologia para implantação de um sistema de disposição de rejeitos em minério de ferro na região do semiárido: estudo de caso**. Dissertação (Mestrado) – Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Rio Grande do Norte. Natal – RN.2014.

GERSCOVICH, D. M. S. **Estabilidade de taludes**. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

GERSCOVICH, D. M. S.; VARGAS JR., E. A.; DE CAMPOS, T. M. P. Estabilidade de taludes. In: CAMAPUM, J; GITIRANA JR., G. F; MACHADO, S. L; MASCARENHAS, M. M. dos A; SILVA FILHO, F. C. (Ed.). **Solos não saturados no contexto geotécnico**. São Paulo: ABMS, 2015. pp. 613-632.

GOMES, J.; VEIGA, B. V.; ROMERO, A.; GUERRA, A. A. **Investigação da influência dos parâmetros definidores de formação da brecha de ruptura de uma barragem sobre o hidrograma de cheia a jusante**. Trabalho apresentado no 30º Seminário Nacional de grandes barragens, Foz do Iguaçu, 2015.

GUANGZHI, Y.; GUANGZHI, L.; ZUOAN, W.; LING, W.; GUOHONG, S.; XIAOFEI, J.. Stability analysis of a copper tailings dam via laboratory model tests: A Chinese case study. **Minerals Engineering**, Chongqing, vol. 24, nº. 2, pp. 122-130, 2011.

GUIMARÃES, N.C. **Filtragem de rejeitos de minério de ferro visando a sua disposição em pilhas**. Dissertação (Mestrado) - Pós-Graduação em Engenharia Metalúrgica e de Minas. Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte – MG. 2011.

GUTSTEIN, D.. **Estudo das Tensões em Fundações de Barragens de Gravidade de Concreto por meio de métodos computacionais: Visão Geral e Metodologia**. Tese (Doutorado) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil (PPGEC), Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis – SC, 2011.

HAILE, J. P.; BROUWER, K. J. **Modified Centerline construction of tailings embankments**. 3rd International Conference on Environmental Issues and Waste Management in Energy and Mineral Production, Western Australia University, Perth, s/v, pp.1-7,1994.

HAIR, J. F.; WILLIAM, C. B.; BABIN, J. B.; ANDERSON R. E.; TATHAM, R. L.. **Análise Multivariadas de dados 6ª ed**. Porto Alegre: Bookman, 2009.

HERNANDEZ, H.M.O.. **Caracterização geomecânica de rejeitos aplicada a barragem de aterro hidráulico**. Dissertação (mestrado) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília. Brasília – MG.2002.

HU, L.; WU, H.; ZHANG, L.; ZHANG, P.; e WEN, Q.. Geotechnical Properties of mine tailings. **Journal Materials in Civil Engineering** vol. 29, nº 2, pp.1-10, 2017.

IBAMA. **Impactos ambientais decorrentes do desastre envolvendo o rompimento da Barragem de Fundão, em Mariana, Minas Gerais**.2015. 38 p. Laudo Técnico Preliminar.

ICOLD. **Dam Failures Statistical analysis**, Boletim 99. 1995.

ICOLD. **Tailings dams risk of dangerous occurrences: Lessons learnt from practical experiences**, Boletim 121. 2001.

INSTITUTO BRASILEIRO DO MEIO AMBIENTE (IBAMA). Nota técnica nº 001/2016 – presid/ibama termo de transação e de ajustamento de conduta relativo ao rompimento da barragem do fundão em mariana/mg. Portal de Notícias. Brasília, 2016 em: <http://www.ibama.gov.br/phocadownload/noticias_ambientais/nota_tecnica_001-2016.pdf> Acesso: 21 Abr. 2016.

INSTITUTO DE ESTUDOS AVANÇADOS DA UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO (IEA): **As lições do desastre ambiental de Mariana**. São Paulo, 2016 em:<<http://www.iea.usp.br/noticias/desastre-ambiental-de-mariana>> Acesso em: 17/03/2016.

IPT. Rejeitos de Mineração. **Tratamento de rejeitos é solução alternativa e economicamente viável à barragem de mineradoras**. São Paulo, 2016 em:<http://www.ipt.br/noticia/1043-rejeitos_de_mineracao.htm>. Acesso em: 23 abr.2016

JENTZSCH, R. **Estudos de modelo reduzidos destinados à predição de parâmetros térmicos ambientais em instalações agrícolas**. Tese (Doutorado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Agrícola, Universidade Federal de Viçosa - MG.2002.

KHAN, M.A. **Earthquake – Resistant Structures: Design, build and Retrofit**. Oxford: Butterworth-Heinemann, 2013.

KOSSOFF, D.; DUBBIN, W.E.; ALFREDSSON, M.; EDWARDS, S.J.; MACKLIN, M.G.; HUDSON-EDWARDS, K. A. Mine tailings dams: Characteristics, failure, environmental impacts, and remediation. **Applied Geochemistry**, vol. 51, No. 51, p. 229-245, 2014.

LAZARIM, T. P. **Espalhamento de rejeitos em cenários de ruptura de barragens – Simulações em modelo reduzido e proposta de avaliação de área atingida**. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Paraná. Curitiba - PR. 2015.

LIMA, J. **Simulação numérica do processo de alteamento de áreas de deposição de resíduos pelo método de montante**. Dissertação (mestrado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Estadual do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro – RJ.2008.

LOZANO, F.A.E.. **Seleção de locais para barragens de rejeitos usando o método de análise hierárquica**. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade de São Paulo. São Paulo – SP.2006.

LUCIA, P. **Review of Experiences with Flow Failures of Tailings Dams and Waste Impoundments**. Ph.Ddissertation. Univ. of Calif. Berkeley. 1981

LUZ, A.U.; SAMPAIO J. A.; FRANÇA, S. C. A. **Tratamento de Minérios**. 5.ed. Rio de Janeiro: CETEM/MCT, 2010.

SOARES, L. Barragem de rejeitos. In: LUZ, A.U.; SAMPAIO J. A.; FRANÇA, S. C. A. **Tratamento de Minérios**. 5.ed. Rio de Janeiro: CETEM/MCT, 2010. pp. 831-888.

MA, W.; SCHOTT, D. L.; LODEWIJKS, G.. New Procedure for deep sea mining tailings disposal. **Minerals - Open Access Mining & Mineral Processing Journal**, vol. 7, nº 47,p p. 1 – 14, 2017.

MAIA NETO, F. **Análise dinâmica de rompimento em barragens de rejeito**. In: Congresso brasileiro de engenharia ambiental e avaliações periciais, 13, 2015, Belo Horizonte: IBAPE-MG, 2015, p. 1-137.

MACDONALD, T. C.; LANGRIDE-MONOPOLIS, J. Breaching characteristics of dam failures, **Journal of Hydraulic Engineering**, Vol. 110, No. 5, p. 567-586,1984.

MALHOTRA, A.; GUPTA, K.; KANT, K.. Laser Triangulation for 3d profiling of target, **International Journal of Computer applications**, vol. 35, nº. 8, pp. 47-50, 2011.

MARCUS, J. J.. **Mining environmental handbook: Effects of Mining on the Environment and American Environmental Controls on Mining**. London. England: World Scientific Publishing, 1997.

MARTINS, P. de M.; CASTRO, N.; VIDAL, D. M..**Tubos geotêxteis para acondicionamento de rejeitos de mineração**. In: Encontro de iniciação científica e Pós-

graduação do ITA, 12, 2006, São José dos Campos. Anais do XII ENCITA 2006, ITA. São José dos Campos: ITA, 2006.

MASCARENHAS, F. C. B.. **Modelação Matemática de Ondas Provocadas por Ruptura de Barragens**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). COPPE. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro-RJ. 1990.

MASCARENHAS, M. M. dos A.; MAHLER, C. F.; LAFAYETTE, K. P. V.; NOCINOVIC, M. G. G.; BANDEIRA, A. P. N.; ALMEIDA, J. G. R.. Erosão. In: CAMAPUM, J.; GITIRANA JR., G. F.; MACHADO, S. L.; MASCARENHAS, M. M. dos A.; SILVA FILHO, F. C. (Ed.). **Solos não saturados no contexto geotécnico**. São Paulo: ABMS, 2015. p. 581-612.

MASSAD, F. Obras de terra - Curso básico de geotecnia. **São Paulo: Oficina de Textos, 2003**.

MI. Ministério da Integração Nacional. **Manual de Segurança e Inspeção de Barragens**. Brasília, p.138. 2002.

MELENTIEV, V.A.; KOLPASHNIKOV, N.P; E VOLNIN, B.A. **Hydraulic Fill Structures**. Energyia, Moscow (in Russian), 1973.

MINISTÉRIO DO MEIO AMBIENTE. **Com multas e ação na Justiça, governo responsabiliza mineradoras por tragédia**. Brasília, 2016 em: <<http://www.brasil.gov.br/meio-ambiente/2015/12/com-multas-e-acao-na-justica-governo-responsabiliza-mineradoras-por-tragedia> > Acesso em: 18/03/2016.

MORRIS, P. H.. Mine Waste Beach Profile and Flow Resistance Equations. **International Journal of surface mining**, London, vol. 18, n° 4, pp. 253-272, 2004.

MOTTA, V. F. **Curso de teoria da semelhança**. Porto Alegre: UFRGS, 1972.

MUNSON, B. R.; YOUNG, D. F.; OKIISHI, T. H.. **Fundamento da mecânica dos fluidos**. São Paulo: Blucher, 2004.

OLIVEIRA, V. S.. **Análise de estabilidade bi e tridimensional de talude estabilizado em solo grampeado**. Dissertação (Mestrado) – Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis- SC. 2006.

OLIVEIRA; W. L; ABRÃO, P. Disposição de rejeitos de mineração. In: ZUQUETTE, L. V. **Geotecnia Ambiental**. Rio de Janeiro: Elsevier, 2015. p. 263-306.

OLSON, S.M.; e STARK, T.D.. Liquefied strength ratio from liquefaction flow failure cases histories. **Journal of Geotechnical Canadian**, vol. 39, S/n°, pp. 629-646, jun, 2002.

OLSON, S.M.; e STARK, T.D.. Yield Strength Ratio and Liquefaction Analysis of Slopes and Embankments. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, vol. 129, S/n°, pp. 727-737, ago, 2003.

PASSINI, L.. de B. **Instalação e carga axial de estacas modelo fluidizadas em solos**

arenosos. Tese (Doutorado) – Pós-Graduação em Engenharia Agrícola, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Rio Grande do Sul- RS. 2015.

PEREIRA, T.. S. **Avaliação do desempenho de diferentes métodos de análise de estabilidade de taludes em barragens de terra.** Dissertação (Mestrado) – Pós-Graduação em Engenharia Agrícola, Universidade Federal de Santa Maria. Rio Grande do Sul- RS. 2013.

PORTAL BRASIL. **Setor mineral representa 4% do PIB brasileiro.** Brasília, 2014 em: <<http://www.brasil.gov.br/infraestrutura/2014/12/setor-mineral-representa-4-por-cento-do-pib-brasileiro>>. Acesso em: 23 Abr.2016.

POEMAS. **Antes fosse mais leve a Carga: Avaliação dos aspectos, políticos e sociais do desastre da Samarco/Vale/BHP em Mariana (MG).** 2015. 63 p. Relatório preliminar.

PONTES FILHO, G. **Estrada de rodagem: Projeto Geométrico.** São Carlos: Copyright, 1998.

QIU, Y. E SEGO, D. Laboratory properties of mine tailings. **Canadian Geotechnical Journal**, vol. 2, S/ n° 38, pp. 183-190, 2001.

RIBEIRO, C. C. **Estudo sobre o comportamento geomecânico de rejeito de mineração de zinco.** Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Paraná. Curitiba - PR. 2015

RIBEIRO, L. F. M. **Simulação física do processo de formação dos aterros hidráulicos aplicados a barragens de rejeitos.** Tese (Doutorado) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília. Brasília – DF.2000.

RIBEIRO, L. F. M; ALBUQUERQUE FILHO, L. H. Avaliação da densidade *in situ* de barragens de rejeitos com o penetrológico. **Rev. Esc. Minas [online]**, v.57, n.4, out/dez 2004. Disponível em: http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0370-44672004000400010&lng=en&nrm=iso . Acesso em: 11 de Novembro de 2017

RICO, M.; BENITO, G.; DÍEZ-HERRERO, A. Floods from tailings dam failures. **Journal of Hazardous Materials**, vol. 154, n°. 1–3, pp. 79-87, 2008.

RICO, M.; BENITO, G.; SALGUEIRO, A.R; DÍEZ-HERRERO, A; PEREIRA, H.G. Reported tailings dam failures: The European incidents in the worldwide context. **Journal of Hazardous Materials**, vol. 152, n°. 1–3, pp. 846-852, 2008.

ROBERTSON A. M.; STEFFEN; e KIRSTEN. **Mine waste disposal: An update on geotechnical and geohydrological aspects.** Vancouver, Canada, 1985.

SAMPAIO, M.V. **Segurança de Barragens de Terra: um relato da experiência do Piauí.** Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Ceará. Fortaleza - CE.2014.

SHAMSAI, A.; PAK, A., BATENI, S. M.; AYATOLLAHI A. H.. Geotechnical Characteristics of Copper Mine Tailings: A Case Study. **Geotechnical and geological engineering**, vol. 25, n° 5, pp. 591- 602, 2007.

SCHNAID, F; ODEBRECHT, E. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. 2.ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

SIAM. Disponível em: <http://www.siam.mg.gov.br/sla/download.pdf?idNorma=5008>. Acesso em: 31 Dez. 2016

SILVA, E. T. G..**Barragens hidrelétricas e desastres: Uma avaliação de gestão de Risco Ambiental**. Dissertação (Mestrado) – Programa de Planejamento e Gestão Ambiental, Universidade de Brasília. Brasília – DF.2012.

SILVA, D. R. de P. **Avaliação da contribuição de sistemas de fraturas nas condições de fluxo e estabilidade de encostas**. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia de Construção Civil, Universidade Federal do Paraná. Curitiba.2013.

TRONCOSO, J. H.. Critical state of tailing silty sands for earthquake loadings. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, vol. 5, n°. 3, pp. 248 - 252, 1986.

TRONCOSO, J. H. **Geotechnics of tailings dams and sediments**. international congress of environmental geotechnics, 18, p. 1405-1423. Lisboa. Anais.Lisboa: ICEG. 1997.

U.S. ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY. **Desing and evaluation of tailings dams**. 1994, Washington, USA, 59 p. Relatório Técnico.

VALERIUS, M. B. **Cadastro e Análise do Potencial de risco das Barragens de Rejeitos de Mineração do Estado de Goiás**.Dissertação (Mestrado) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília. Brasília – DF.2014.

VELTROP, J. A. Water, Dams and Civilization. **World Bank Technical**, Washington, vol. 115, S/n°, pp.5-27, 1990.

VILLAYERDE, R. **Fundamental concepts of earthquake engineering**. New York: CRC Press, 2009.

WAHL, T.L..Uncertainty of Predictions of Embankment Dam Breach Parameters. **Jornal Hydraulic Engineering**, vol. 130, n°. 5, p. 389-397, May. 2004.

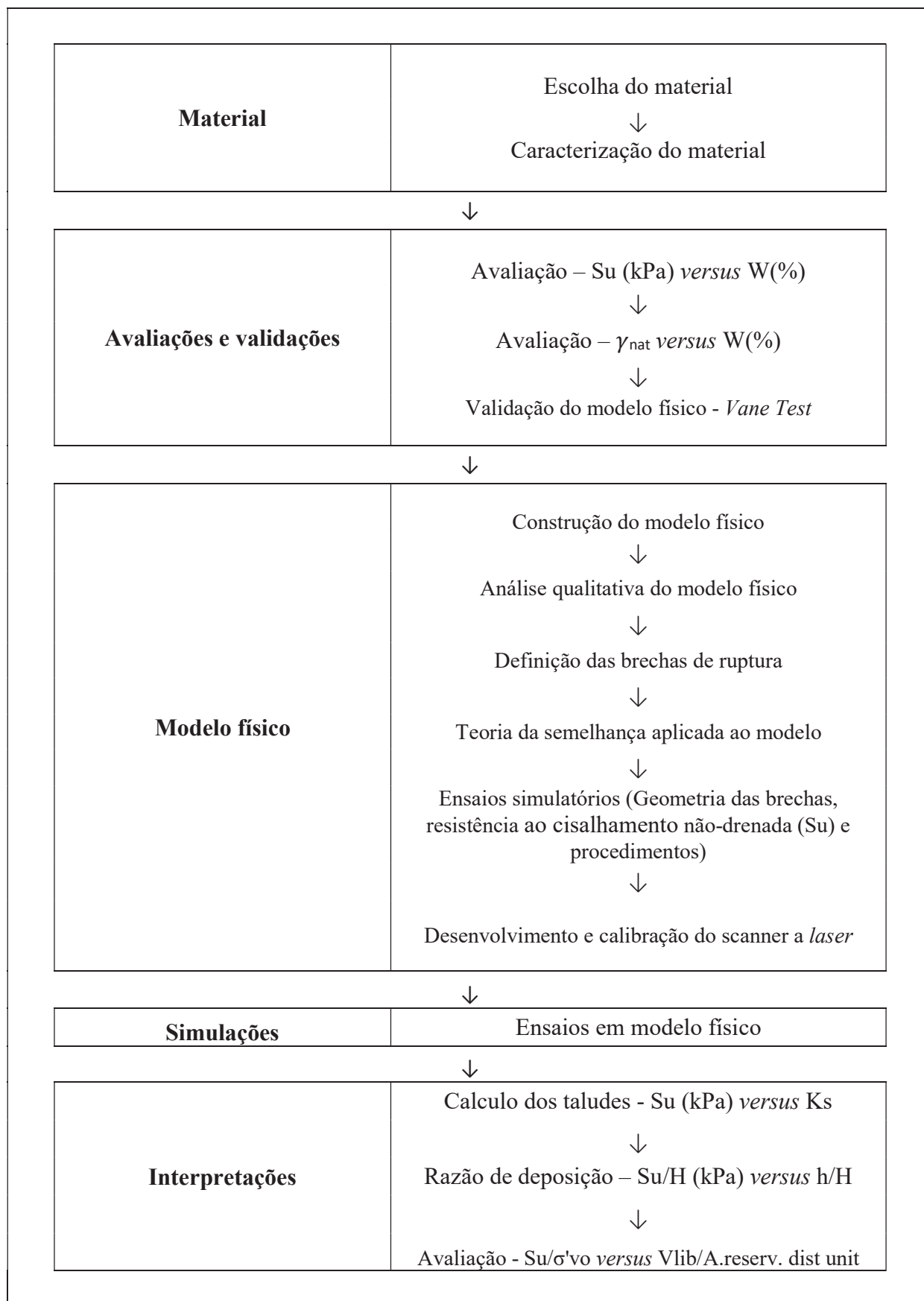
WOLNEY, D. Regulamentação e fiscalização sobre segurança de barragens é um desafio no Brasil. **Fundações e Obras Geotécnicas**, São Paulo, n°.66, p. 24-30. Mar. 2016. Reportagem.

WRACHIEN, D.de; MAMBRETTI M. S. A. **Dam Break, problems, solutions and study case**. s/.ed. Southampton: Witpress, 2009.

ZHANG, P.; HU, L.; WU, H.; ZAHNG, L.. Mechanical characteristics of mine and seismic responds of tailings reservoir. **Japanese Geotechnical Society Special Publication**, vol. 2, n° 76, pp. 2633-2637, 2016.

APÊNDICE I – MATERIAIS E MÉTODOS DA PESQUISA

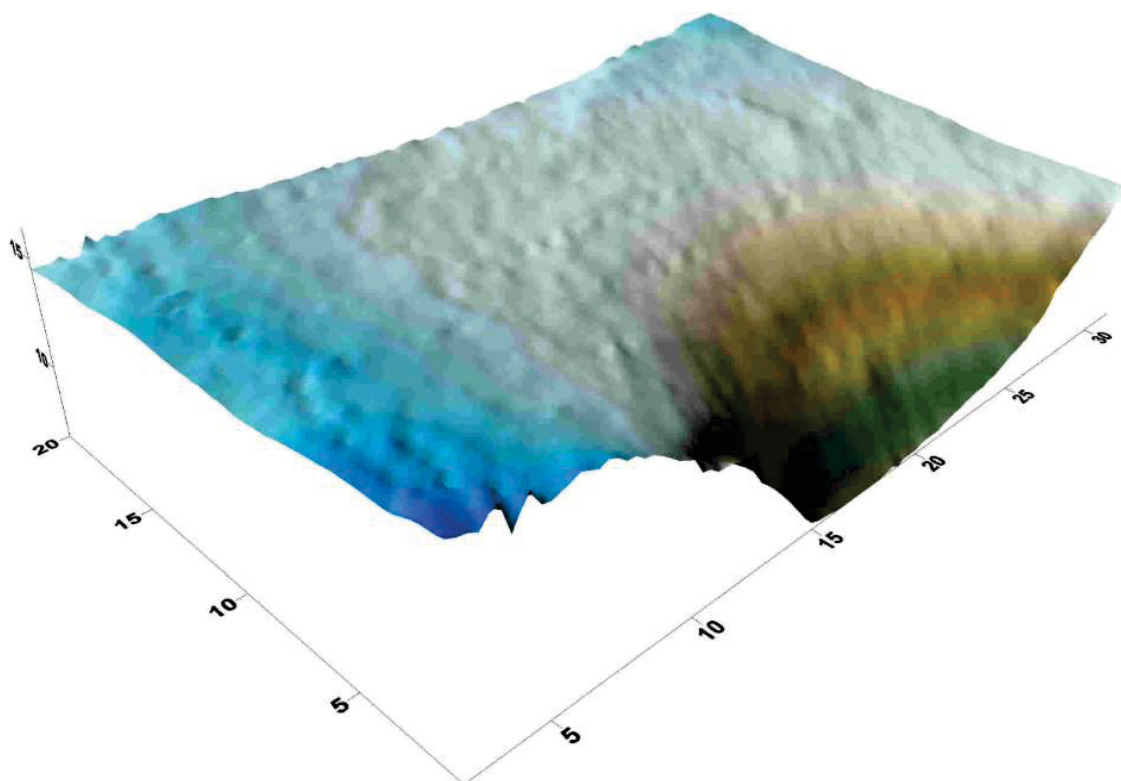
FIGURA 67 – METODO ADOTADO NA PESQUISA



FONTE: O autor (2017)

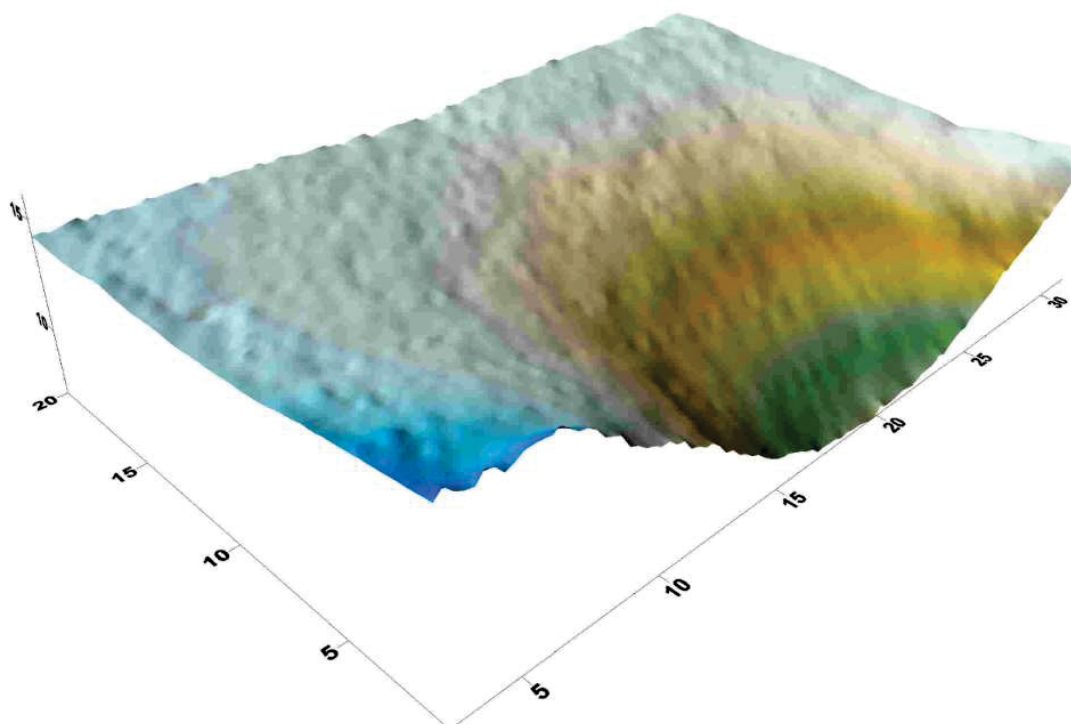
**APÊNDICE II –MODELAGEM TRIDIMENSIONAL DO RELEVO DA CUNHA PÓS
RUPTURA EM MODELO FÍSICO ATRAVÉS DO SURFER 3D®**

FIGURA 68 – MODELAGEM 3D DA CUNHA DA BRECHA 1 E $S_U = 0,159$ kPa



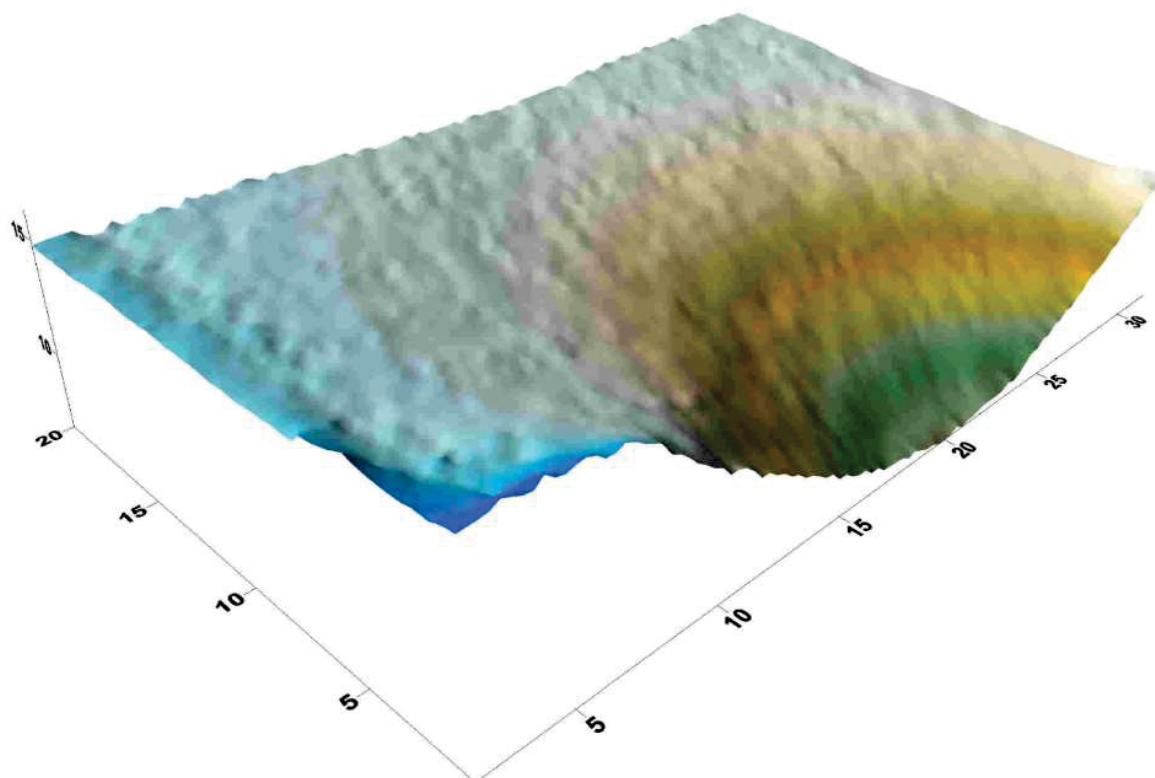
FONTE: O autor (2017)

FIGURA 69 – MODELAGEM 3D DA CUNHA DA BRECHA 1 E $S_U = 0,087$ kPa



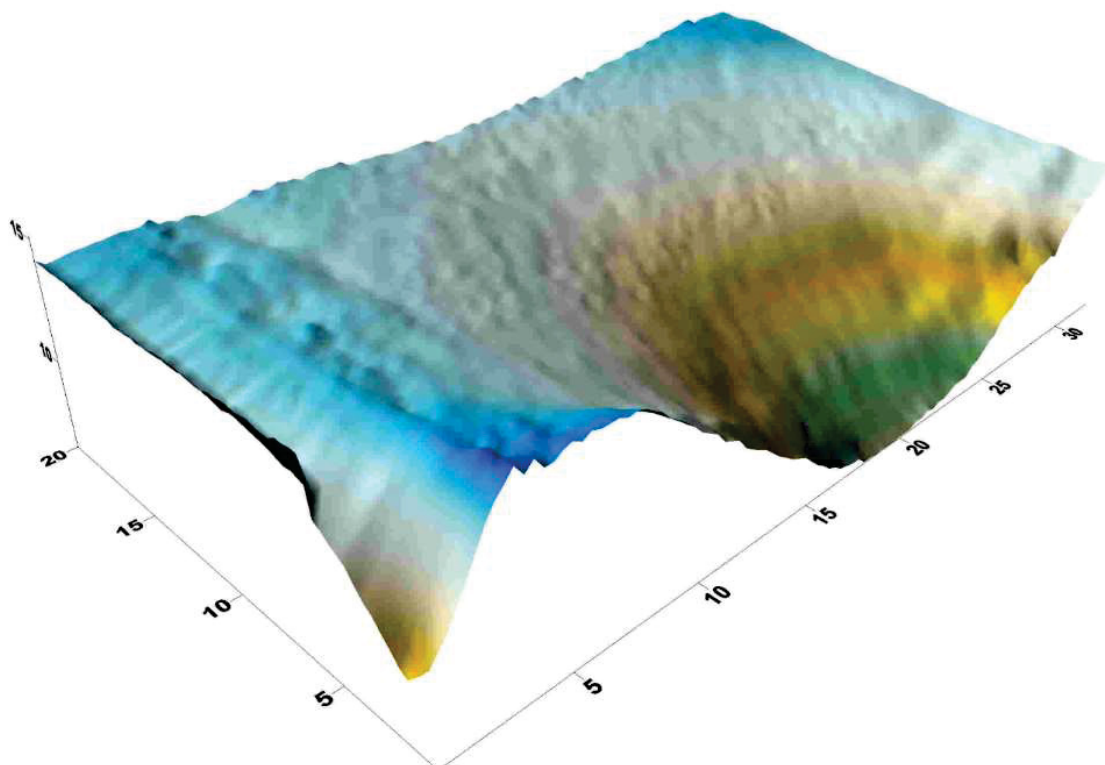
FONTE: O autor (2017)

FIGURA 70 – MODELAGEM 3D DA CUNHA DA BRECHA 1 E $S_U = 0,067$ kPa



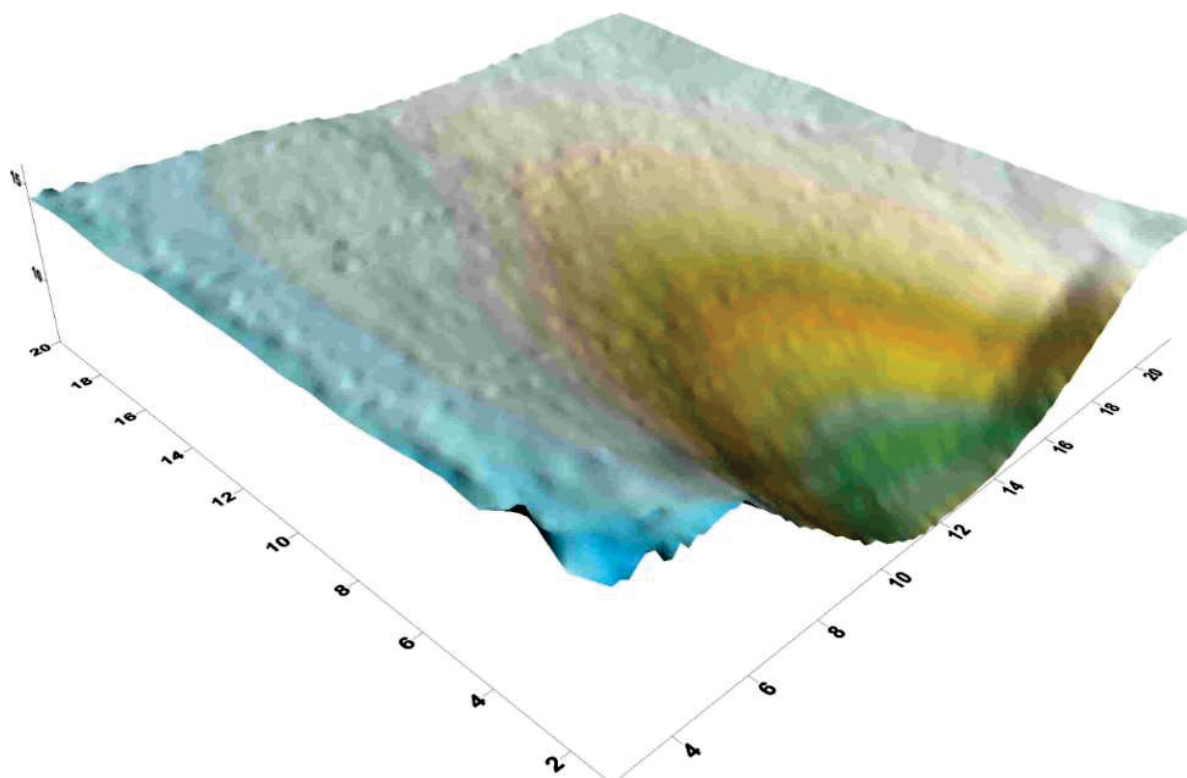
FONTE: O autor (2017)

FIGURA 71 – MODELAGEM 3D DA CUNHA DA BRECHA 1 E $S_U = 0,038$ kPa



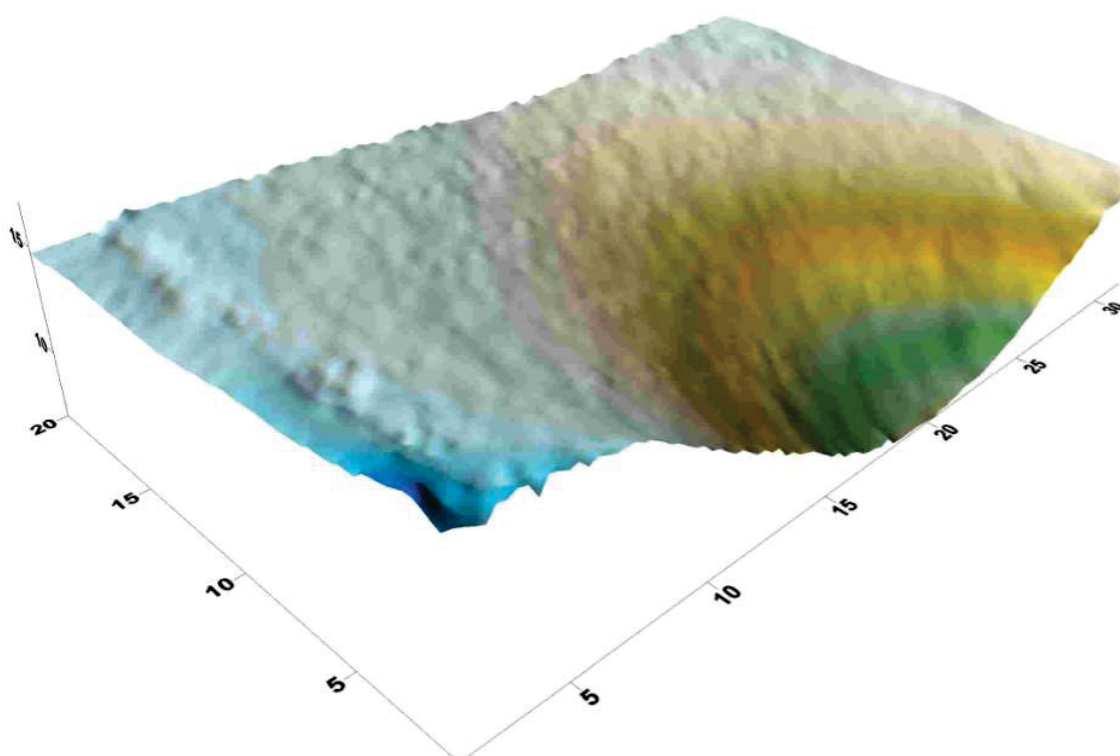
FONTE: O autor (2017)

FIGURA 72 – MODELAGEM 3D DA CUNHA DA BRECHA 2 E $S_U = 0,140$ kPa



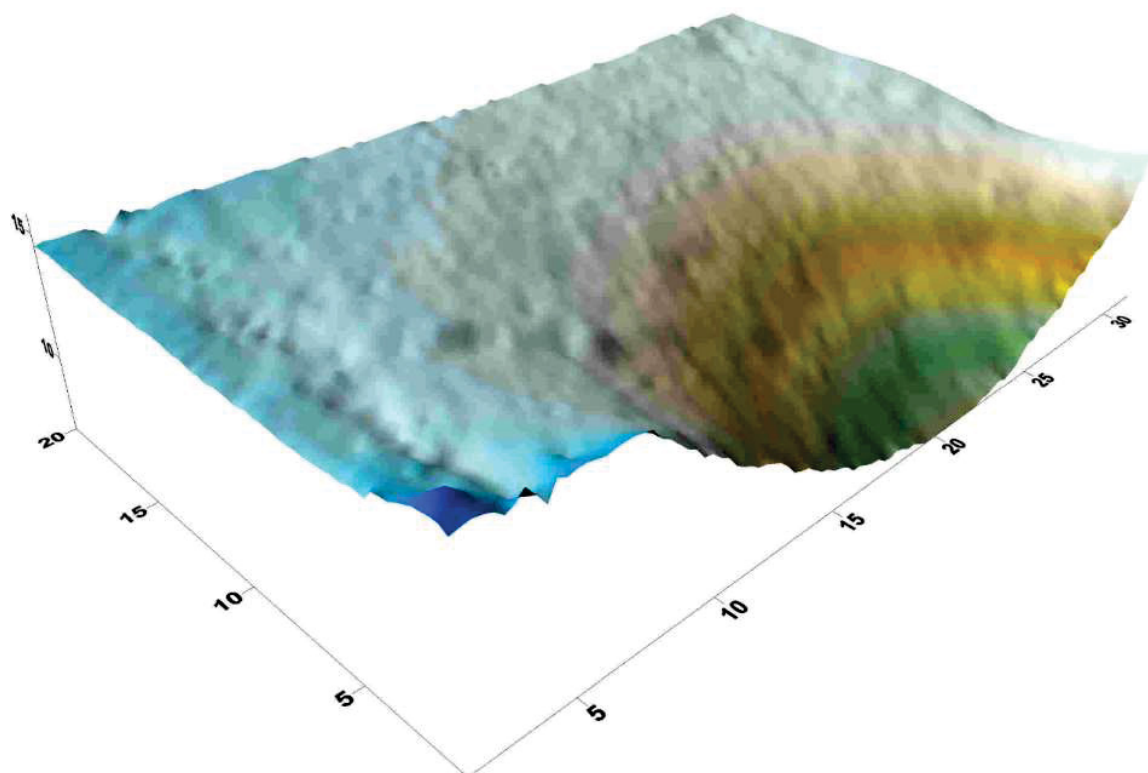
FONTE: O autor (2017)

FIGURA 73 – MODELAGEM 3D DA CUNHA DA BRECHA 2 E $S_U = 0,088$ kPa



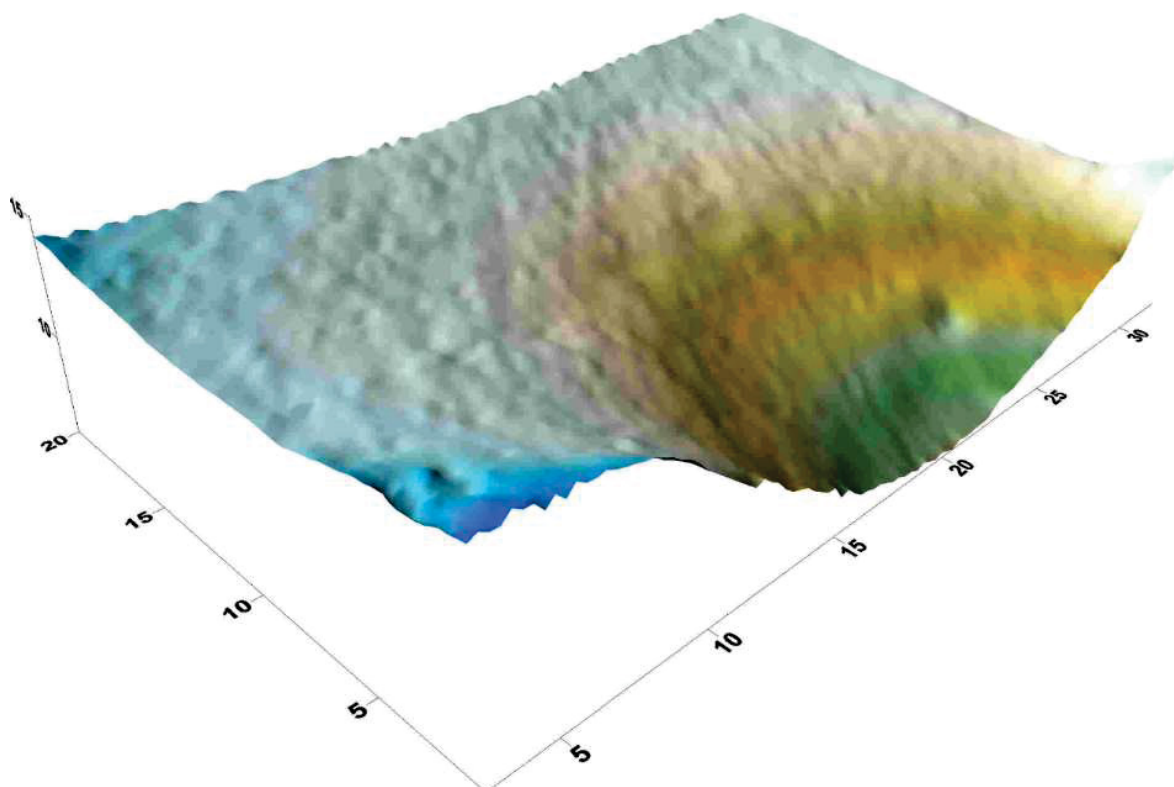
FONTE: O autor (2017)

FIGURA 74 – MODELAGEM 3D DA CUNHA DA BRECHA 2 E $S_U = 0,063$ kPa



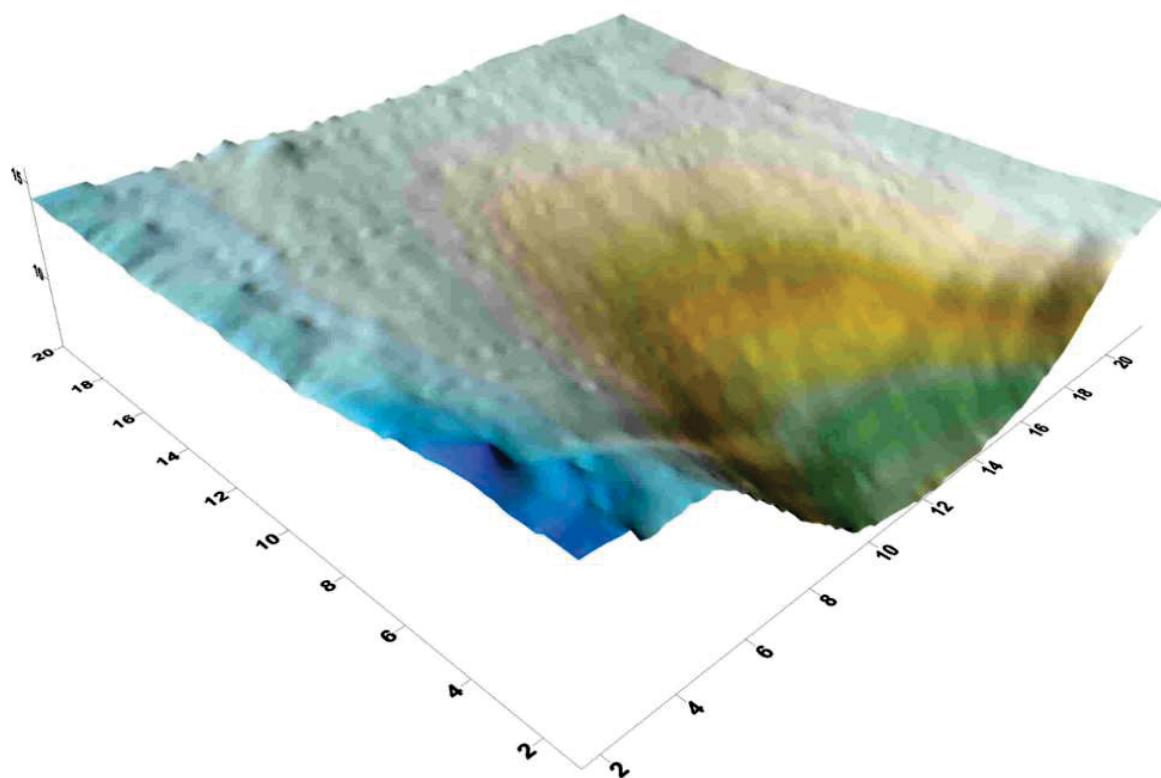
FONTE: O autor (2017)

FIGURA 75 – MODELAGEM 3D DA CUNHA DA BRECHA 2 E $S_U = 0,033$ kPa



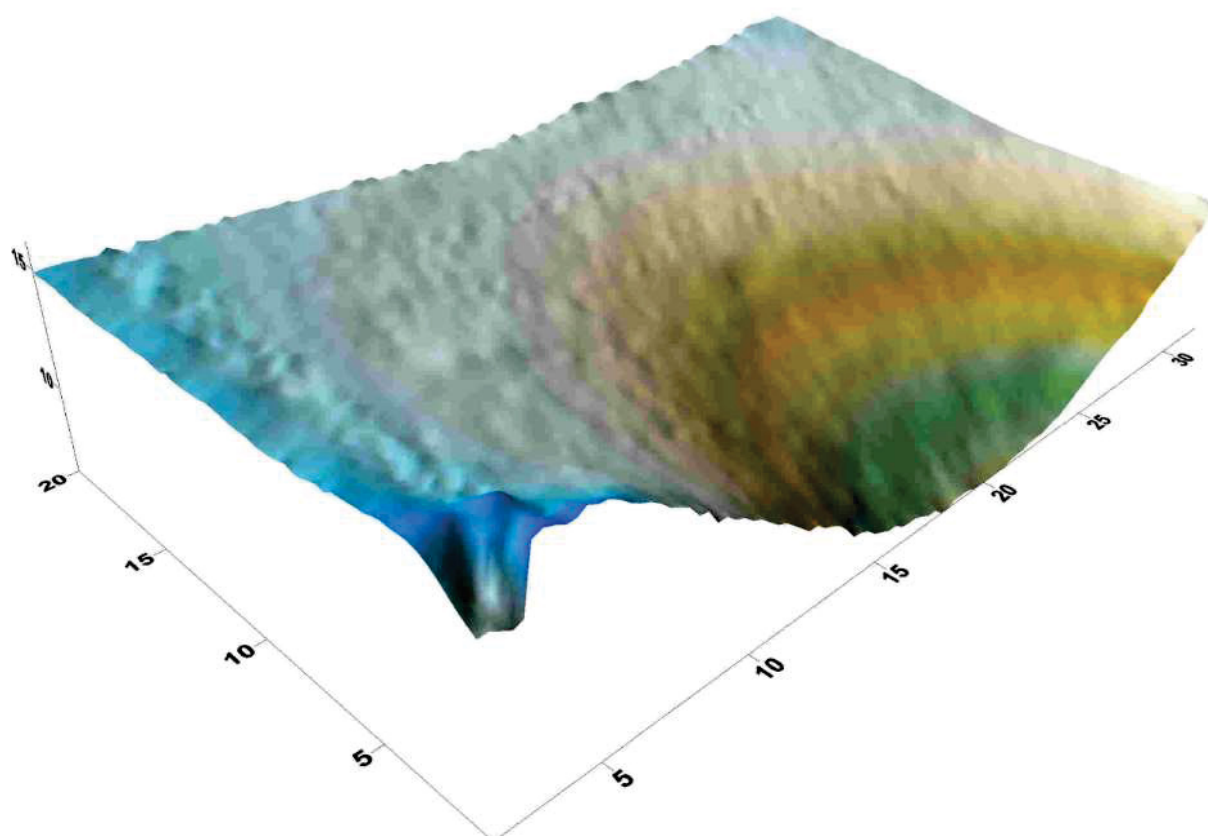
FONTE: O autor (2017)

FIGURA 76 – MODELAGEM 3D DA CUNHA DA BRECHA 3 E $S_U = 0,124$ kPa



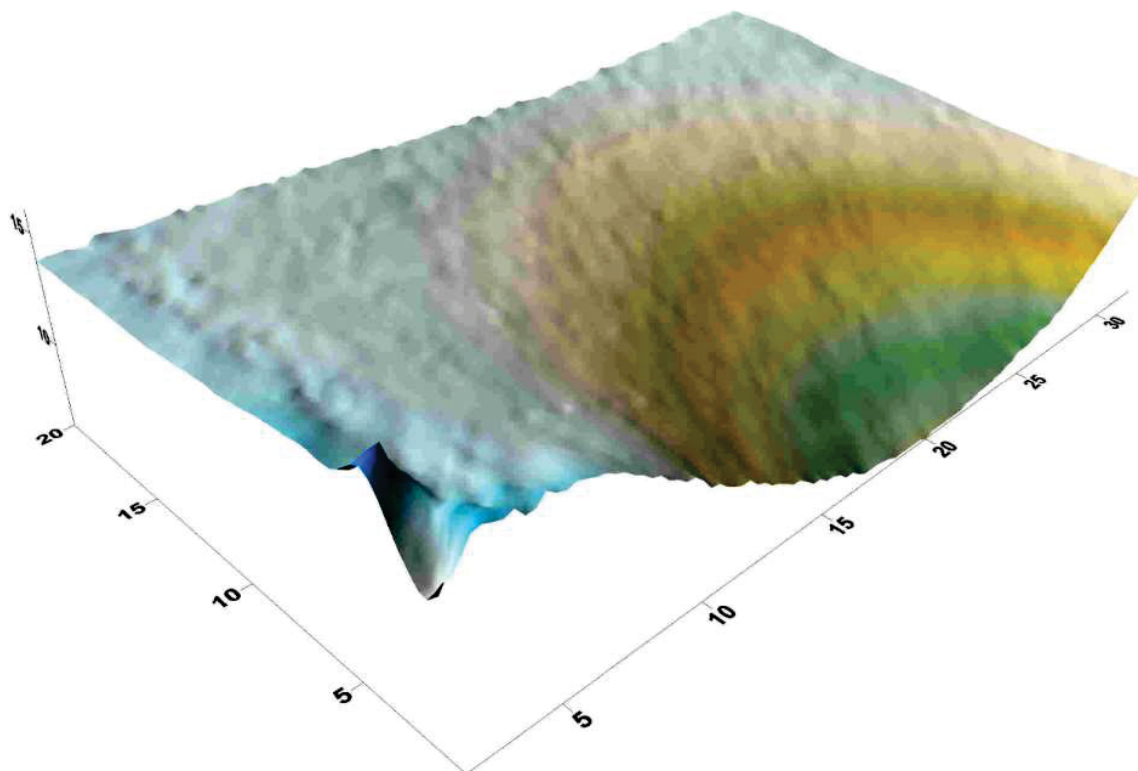
FONTE: O autor (2017)

FIGURA 77 – MODELAGEM 3D DA CUNHA DA BRECHA 3 E $S_U = 0,090$ kPa



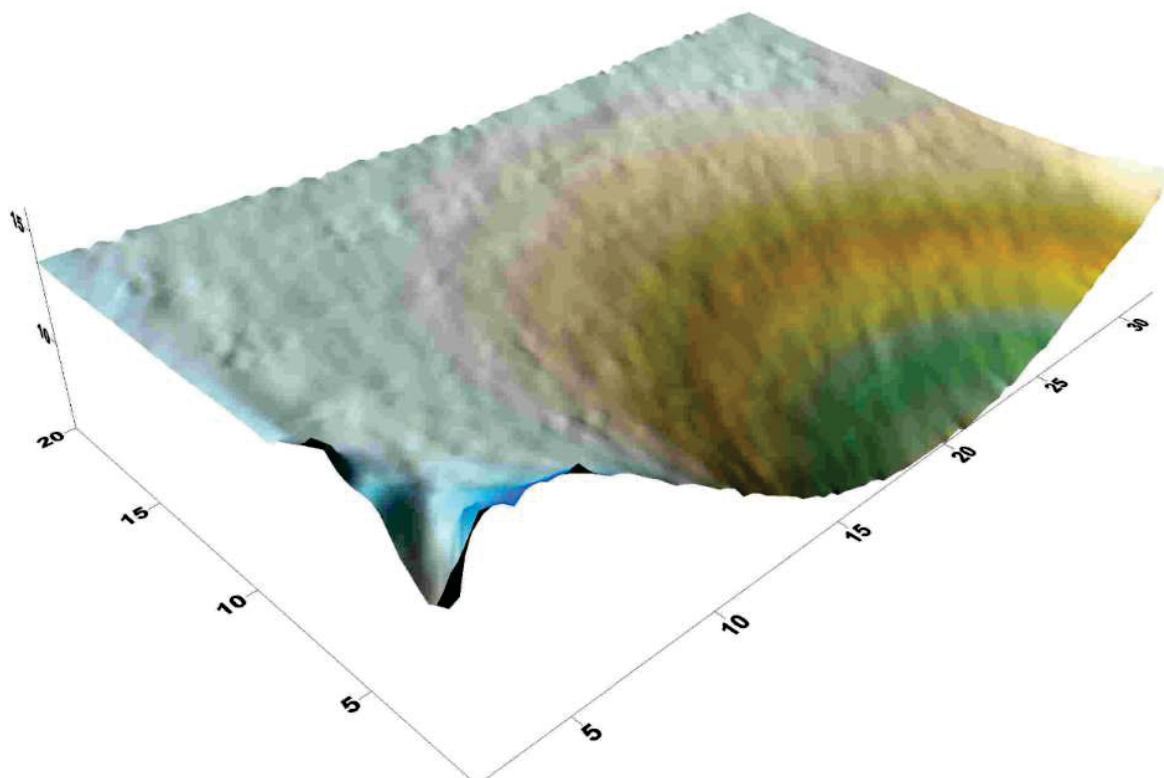
FONTE: O autor (2017)

FIGURA 78 – MODELAGEM 3D DA CUNHA DA BRECHA 3 E $S_U = 0,062$ kPa



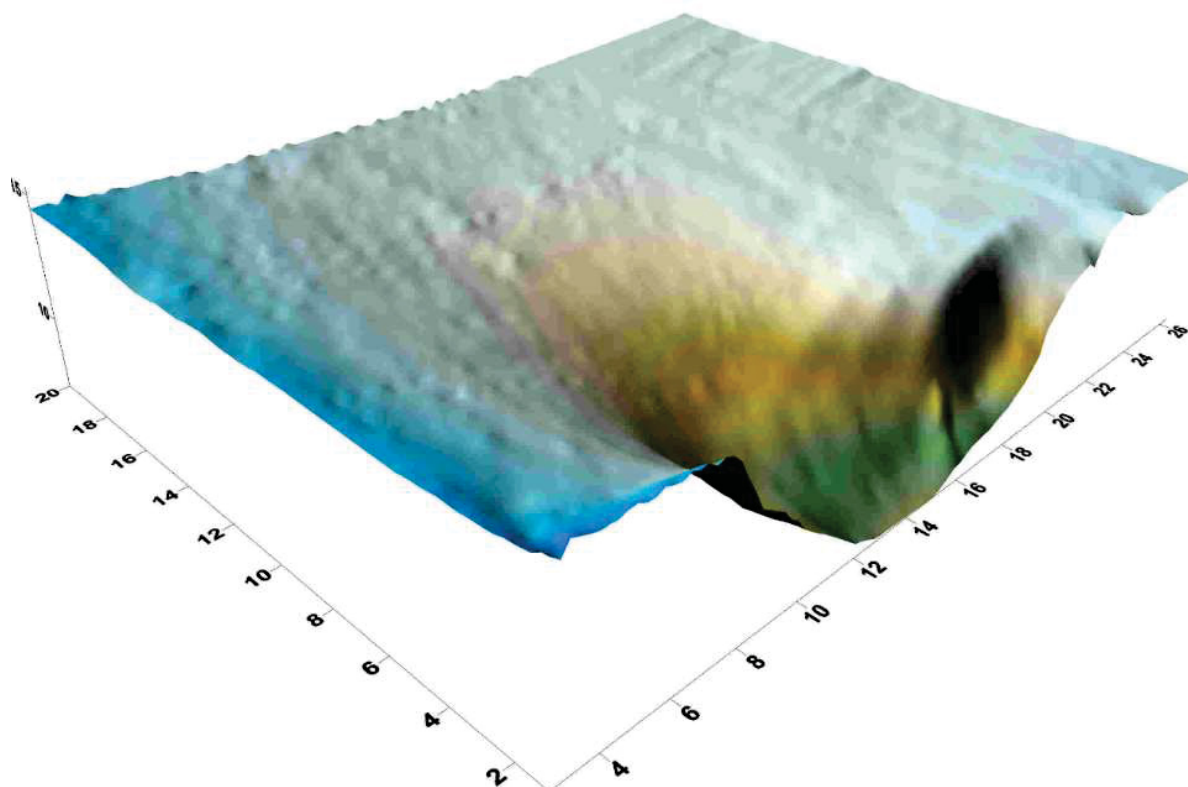
FONTE: O autor (2017)

FIGURA 79 – MODELAGEM 3D DA CUNHA DA BRECHA 3 E $S_U = 0,040$ kPa



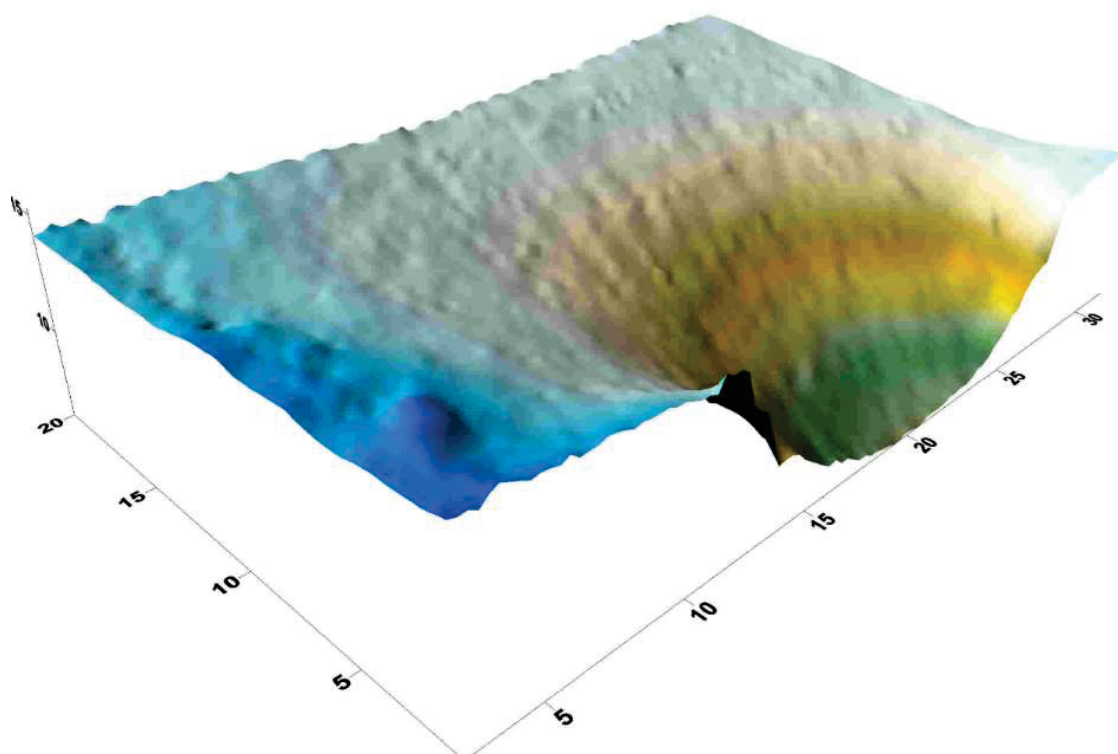
FONTE: O autor (2017)

FIGURA 80 – MODELAGEM 3D DA CUNHA DA BRECHA 4 E $S_U = 0,119$ kPa



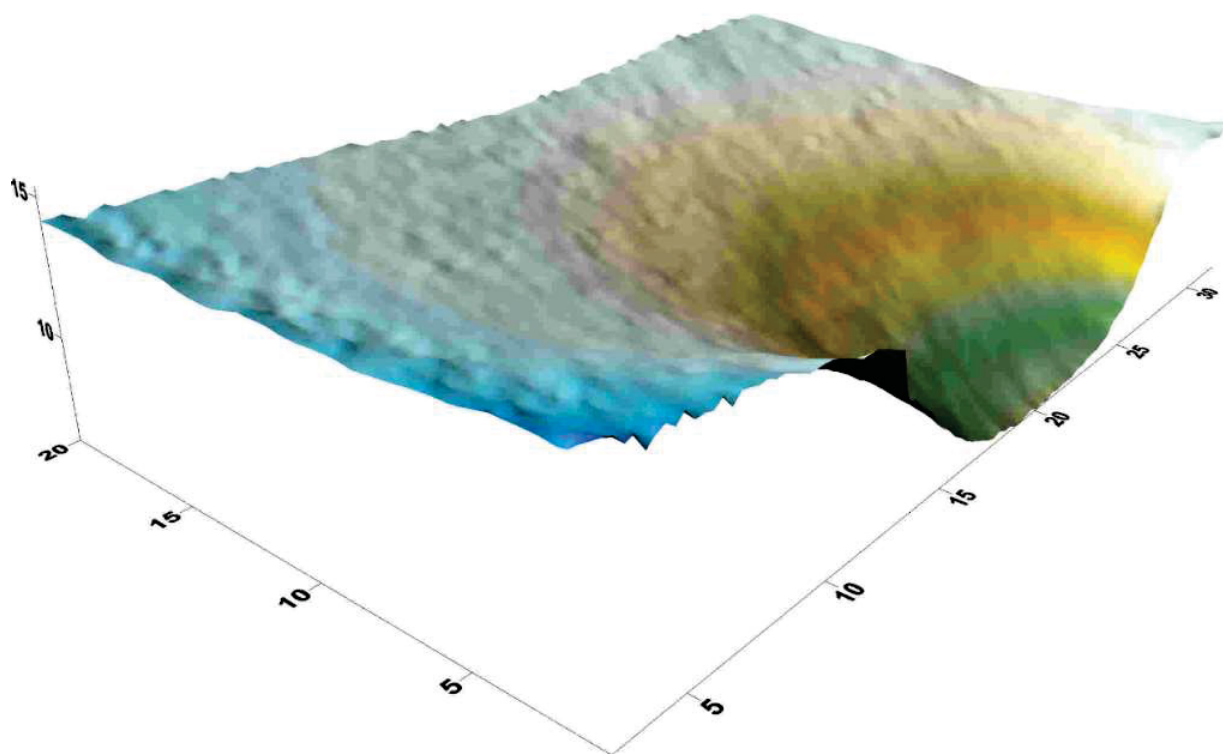
FONTE: O autor (2017)

FIGURA 81 – MODELAGEM 3D DA CUNHA DA BRECHA 4 E $S_U = 0,076$ kPa



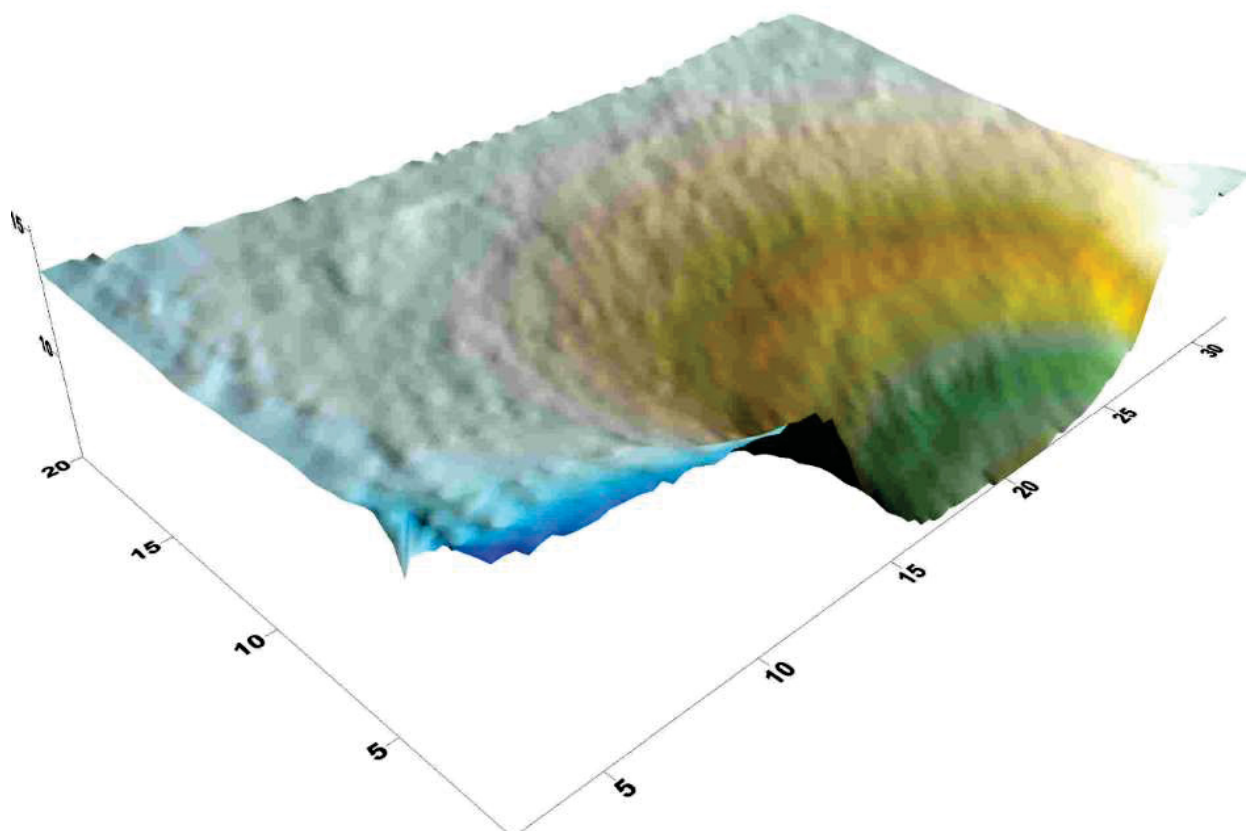
FONTE: O autor (2017)

FIGURA 82 – MODELAGEM 3D DA CUNHA DA BRECHA 4 E $S_U = 0,067$ kPa



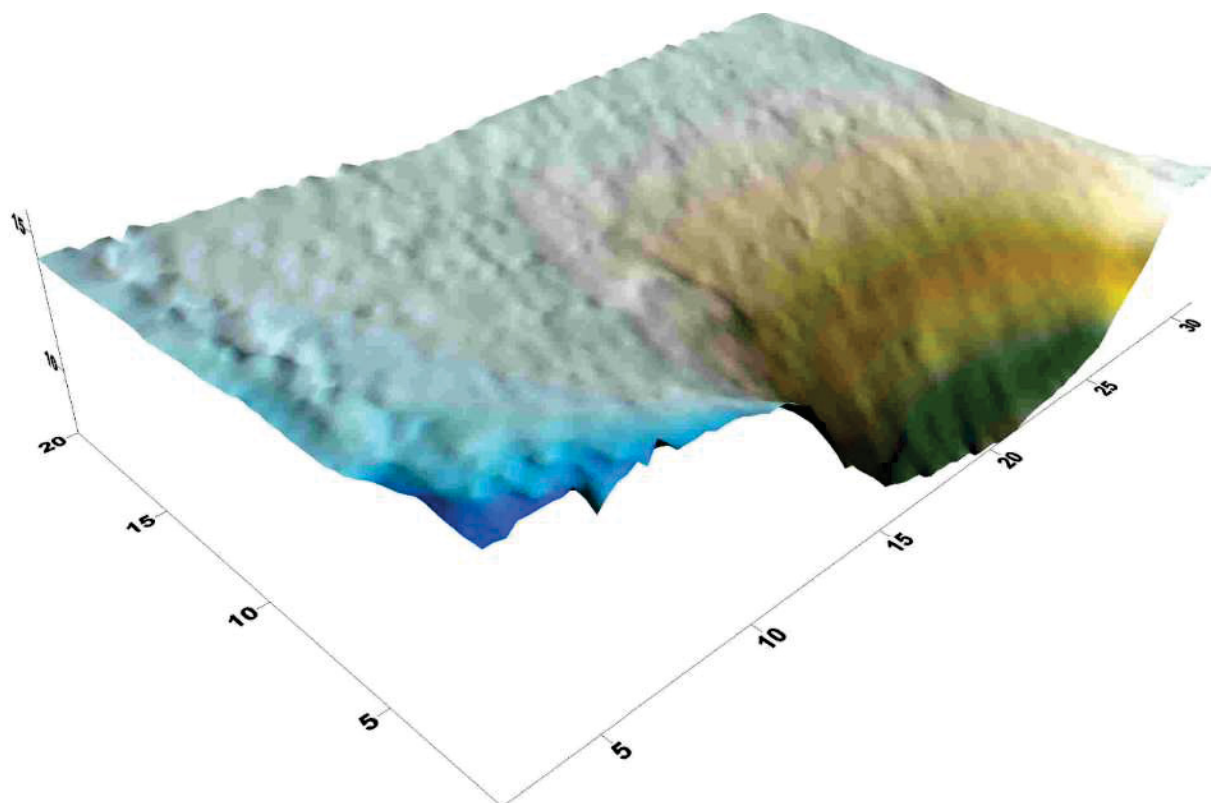
FONTE: O autor (2017)

FIGURA 83 – MODELAGEM 3D DA CUNHA DA BRECHA 4 E $S_U = 0,037$ kPa



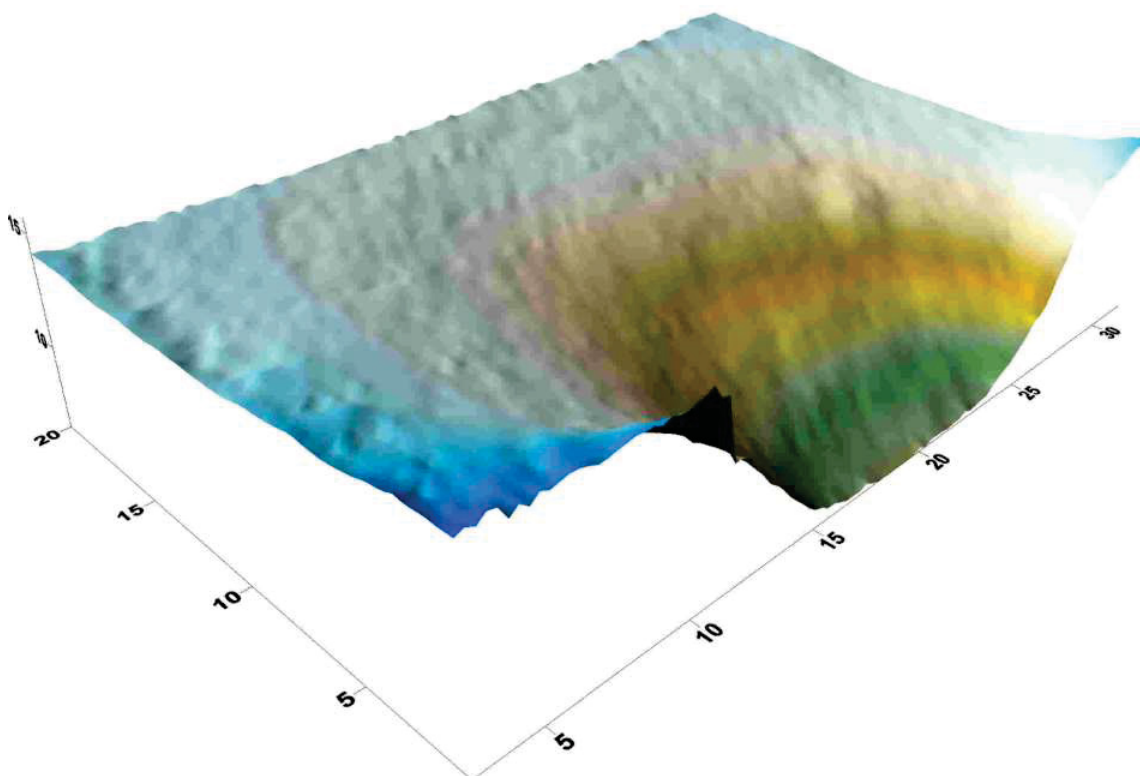
FONTE: O autor (2017)

FIGURA 84 – MODELAGEM 3D DA CUNHA DA BRECHA 5 E $S_U = 0,114$ kPa



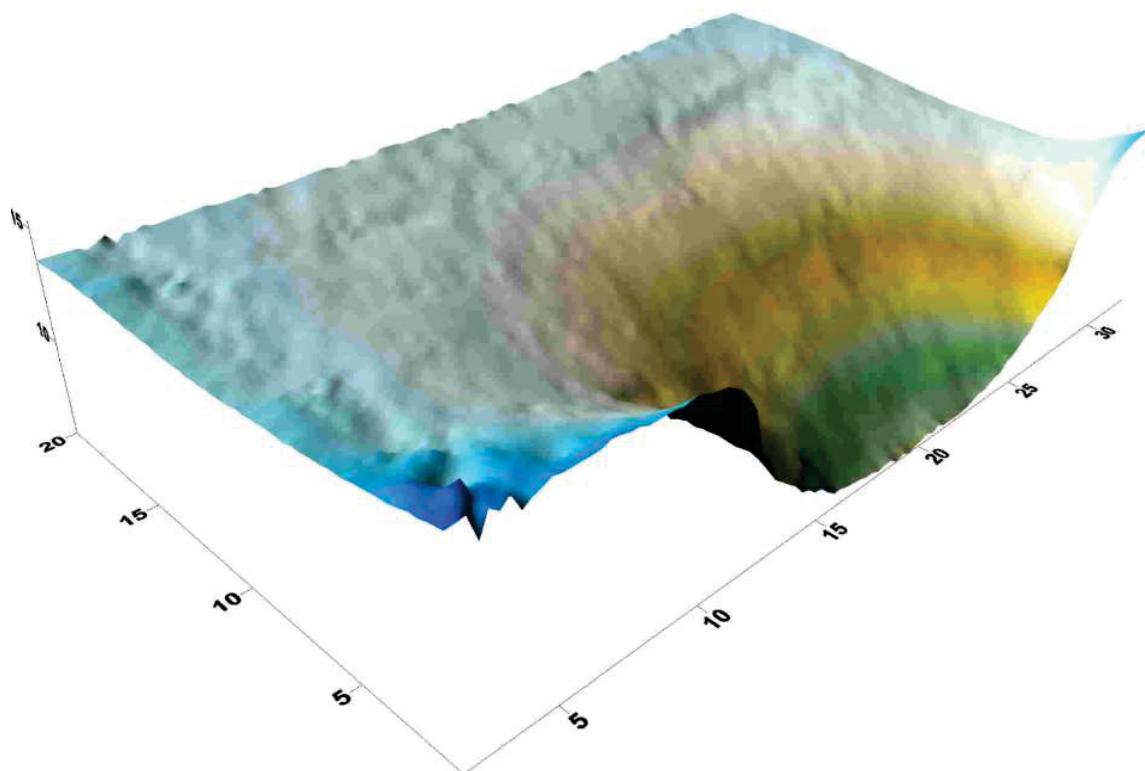
FONTE: O autor (2017)

FIGURA 85 – MODELAGEM 3D DA CUNHA DA BRECHA 5 E $S_U = 0,097$ kPa



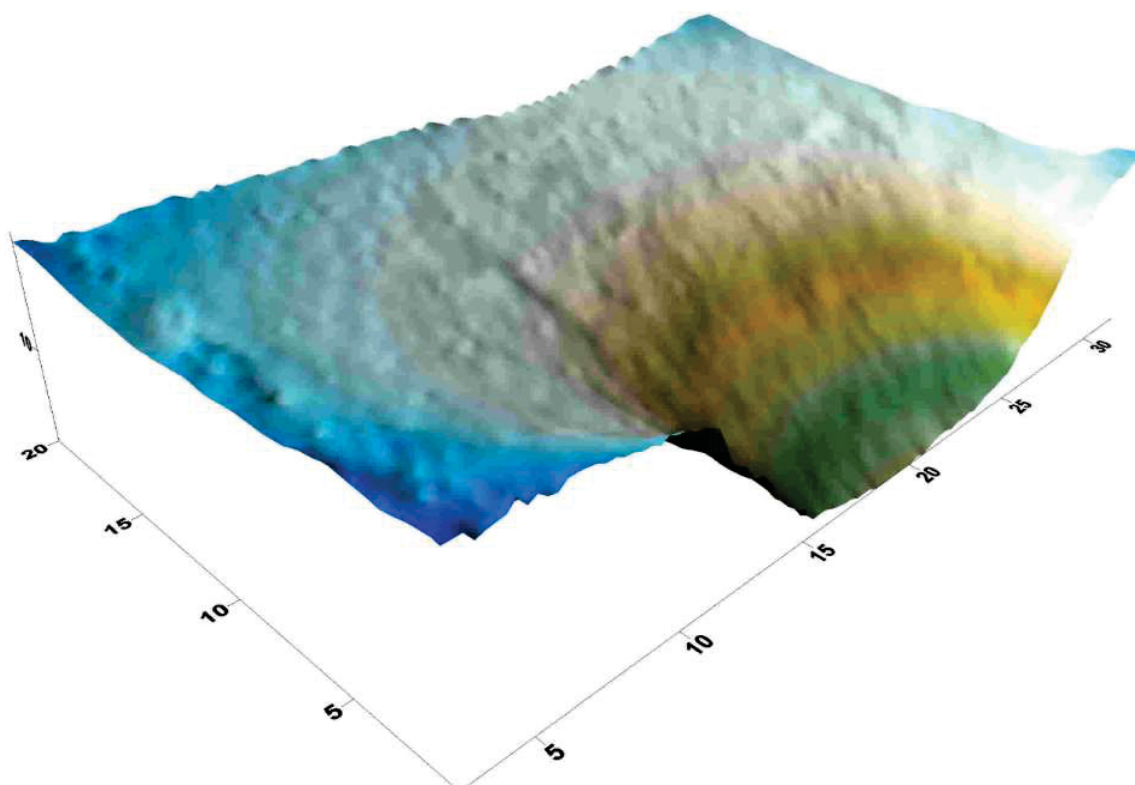
FONTE: O autor (2017)

FIGURA 86 – MODELAGEM 3D DA CUNHA DA BRECHA 5 E $S_U = 0,058$ kPa



FONTE: O autor (2017)

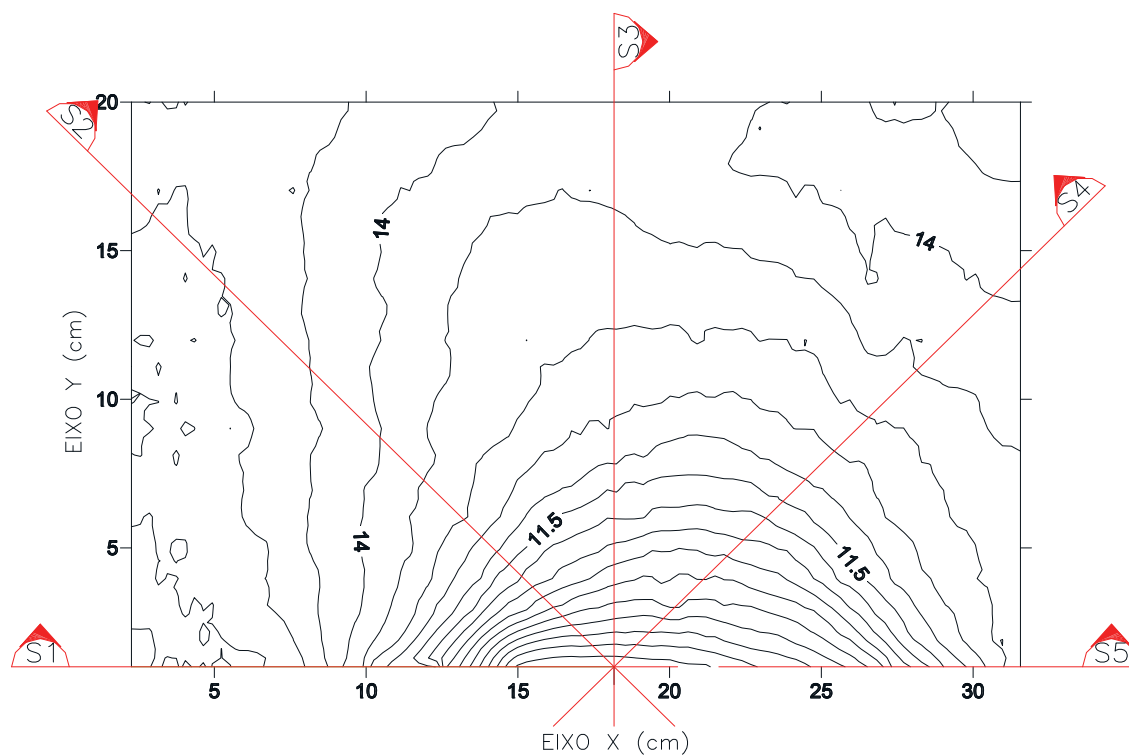
FIGURA 87 – MODELAGEM 3D DA CUNHA DA BRECHA 5 E $S_U = 0,040$ kPa



FONTE: O autor (2017)

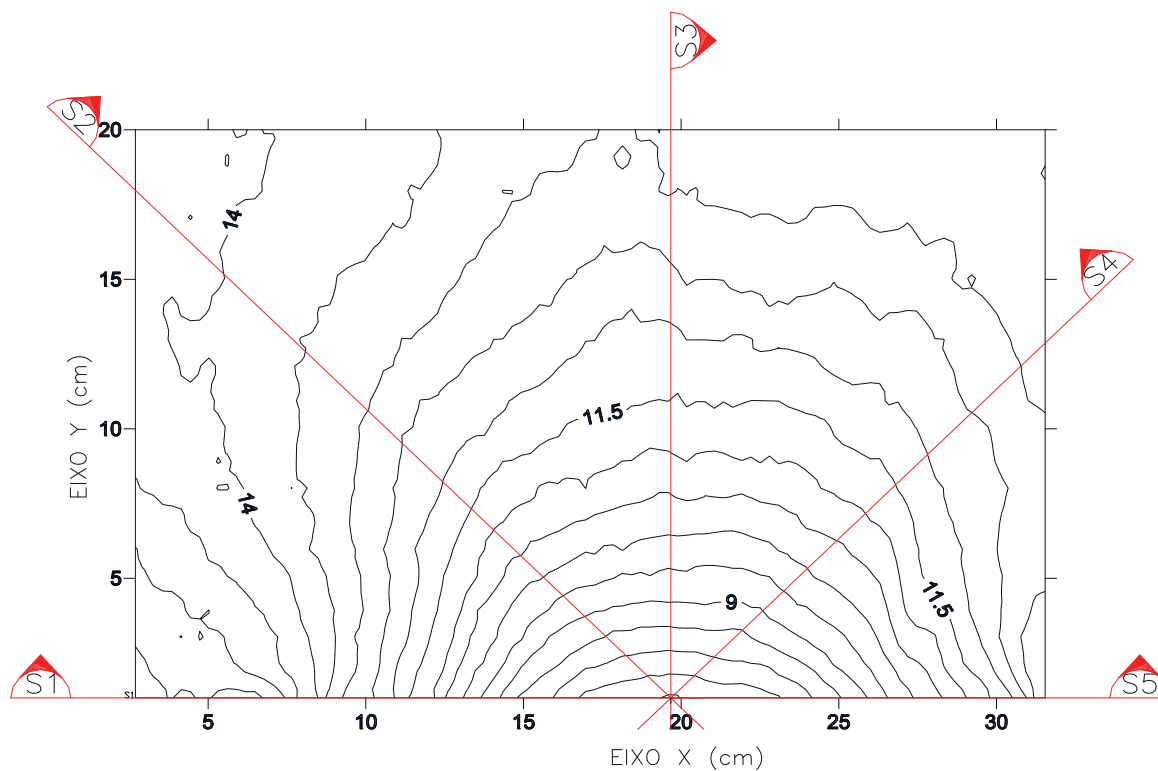
APÊNDICE III – AVALIAÇÃO DA TOPOGRAFIA DA CUNHA PÓS-RUPTURA 2D

FIGURA 88 – CURVAS DE NÍVEL DA CUNHA DA BRECHA 1 E $S_U = 0,159$ kPa



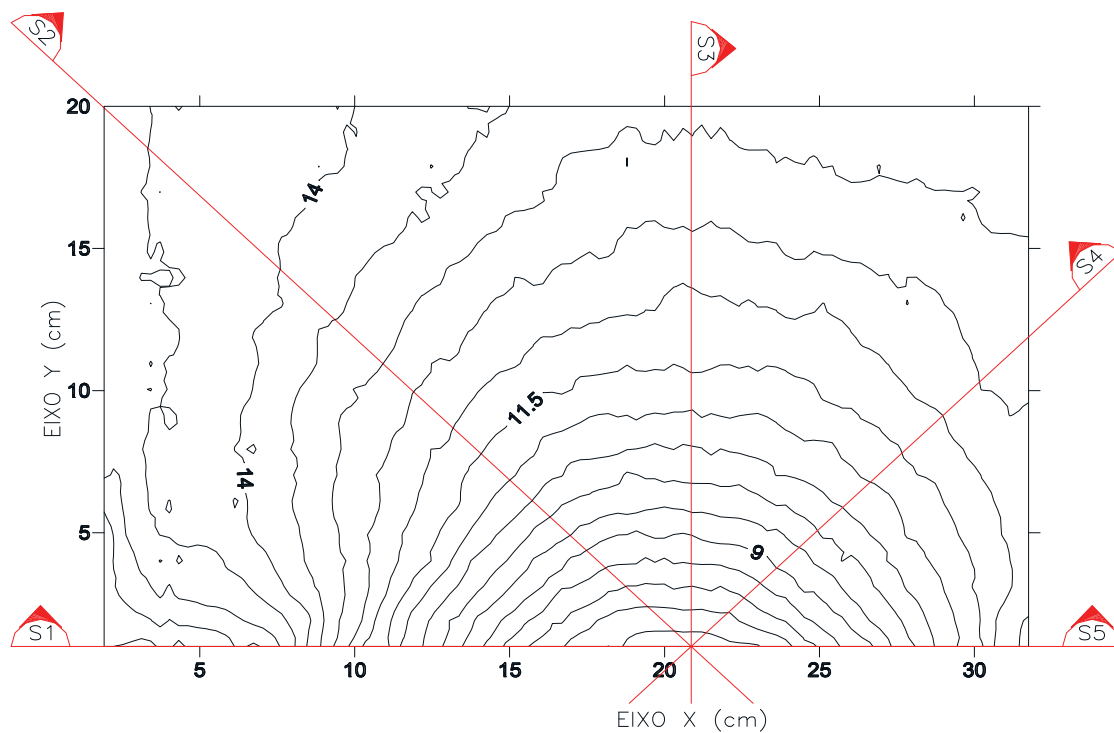
FONTE: O autor (2017)

FIGURA 89 – CURVAS DE NÍVEL DA CUNHA DA BRECHA 1 E $S_U = 0,087$ kPa



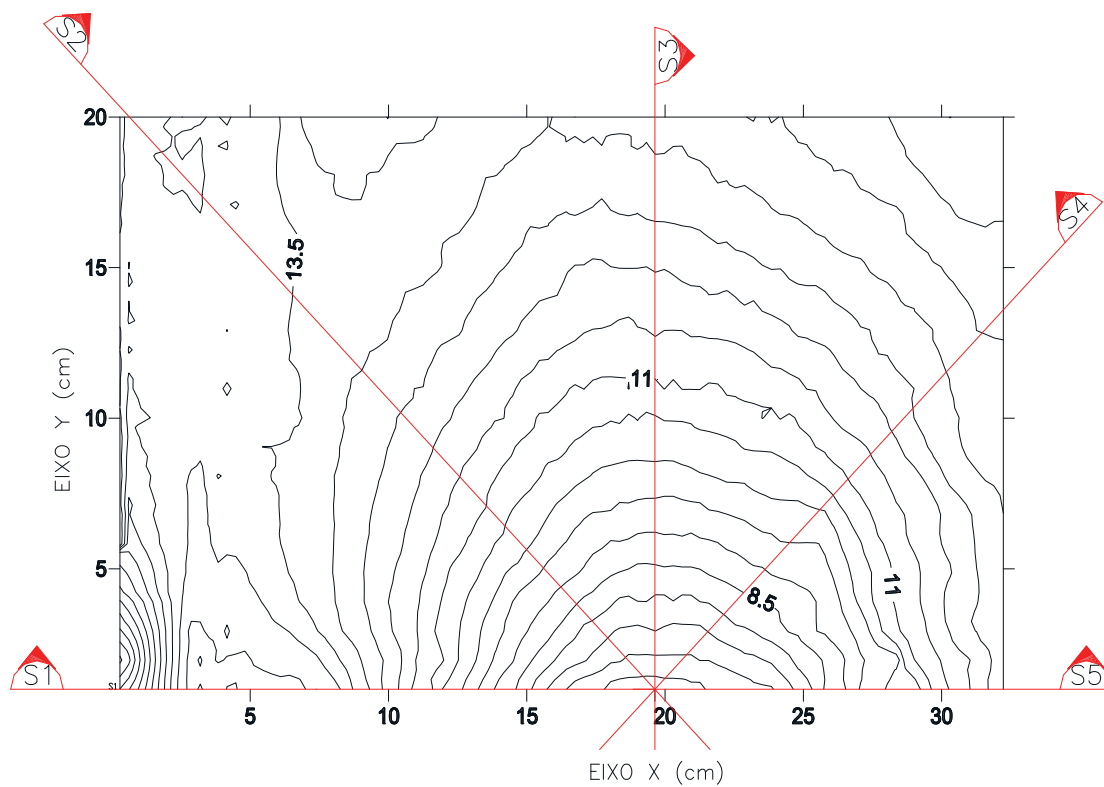
FONTE: O autor (2017)

FIGURA 90 – CURVAS DE NÍVEL DA CUNHA DA BRECHA 1 E $S_U = 0,067$ kPa



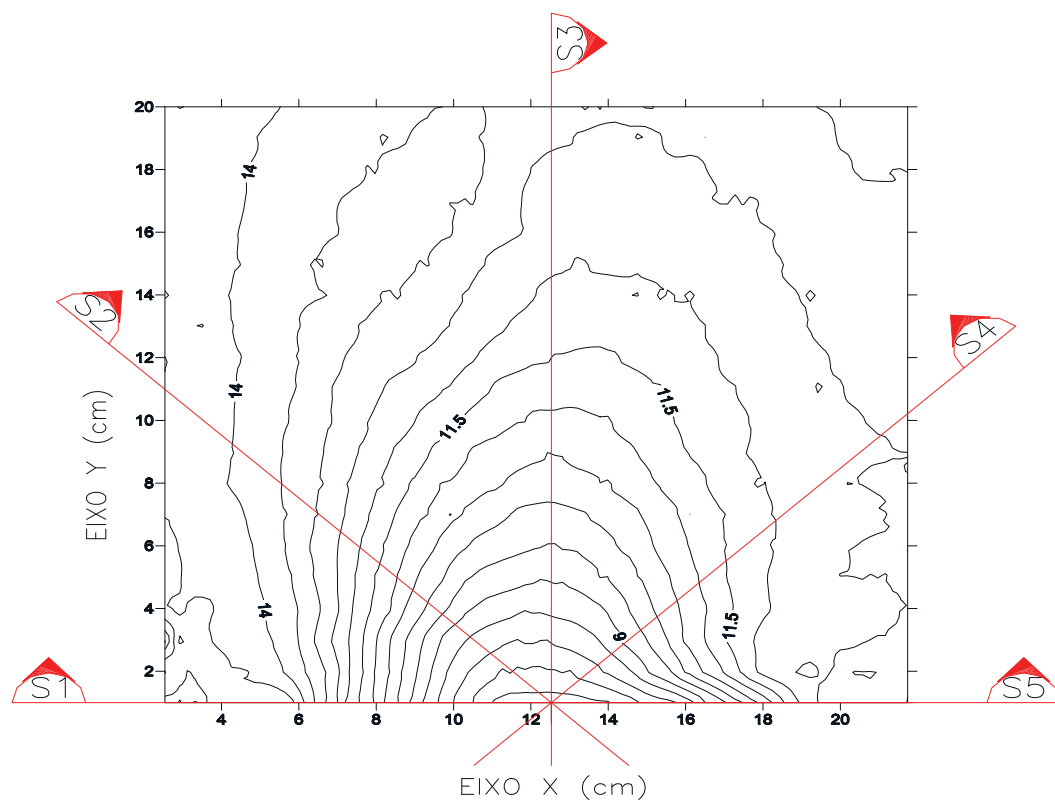
FONTE: O autor (2017)

FIGURA 91 – CURVAS DE NÍVEL DA CUNHA DA BRECHA 1 E $S_U = 0,038$ kPa



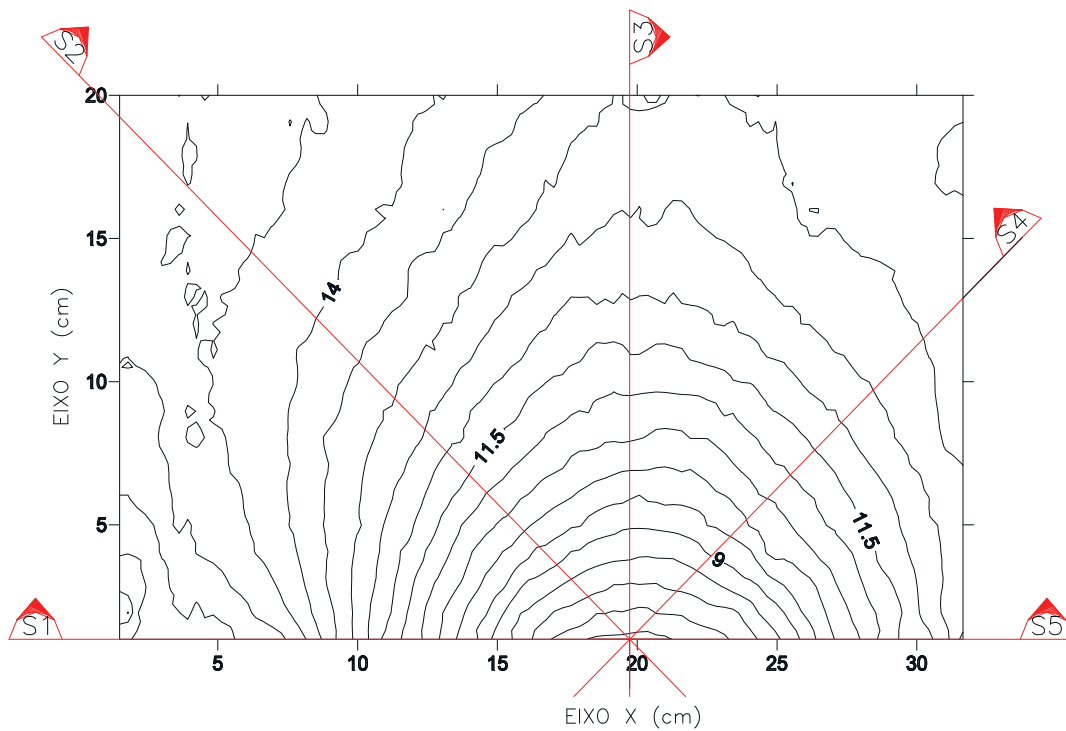
FONTE: O autor (2017)

FIGURA 92 – CURVAS DE NÍVEL DA CUNHA DA BRECHA 2 E $S_U = 0,140$ kPa



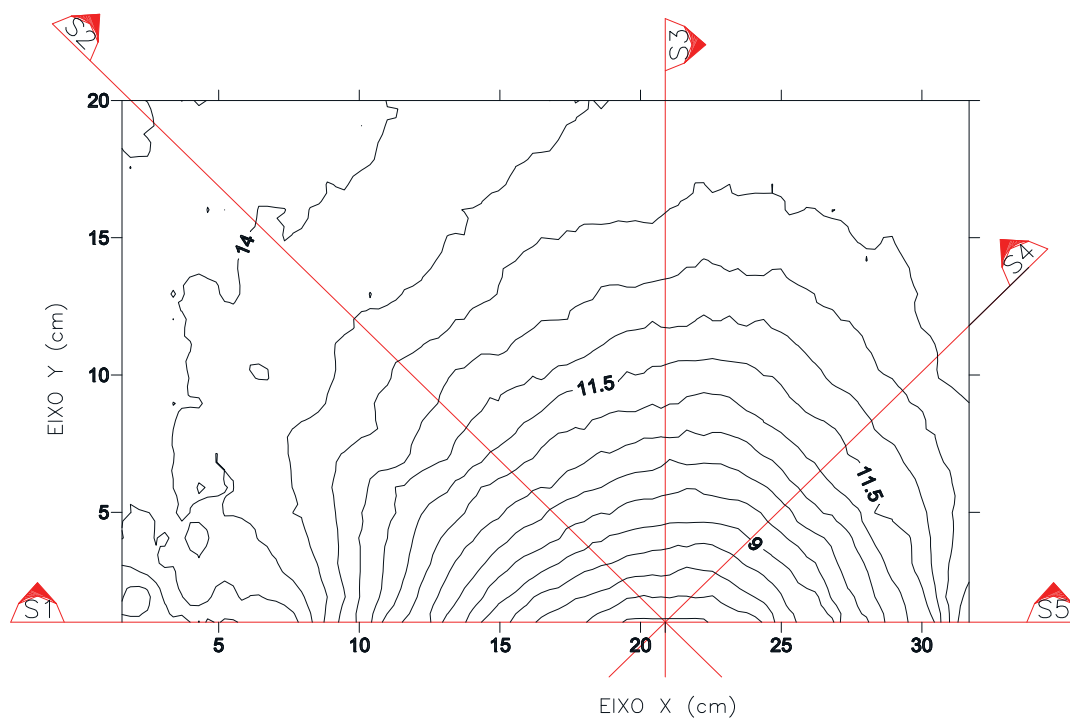
FONTE: O autor (2017)

FIGURA 93 – CURVAS DE NÍVEL DA CUNHA DA BRECHA 2 E $S_U = 0,088$ kPa



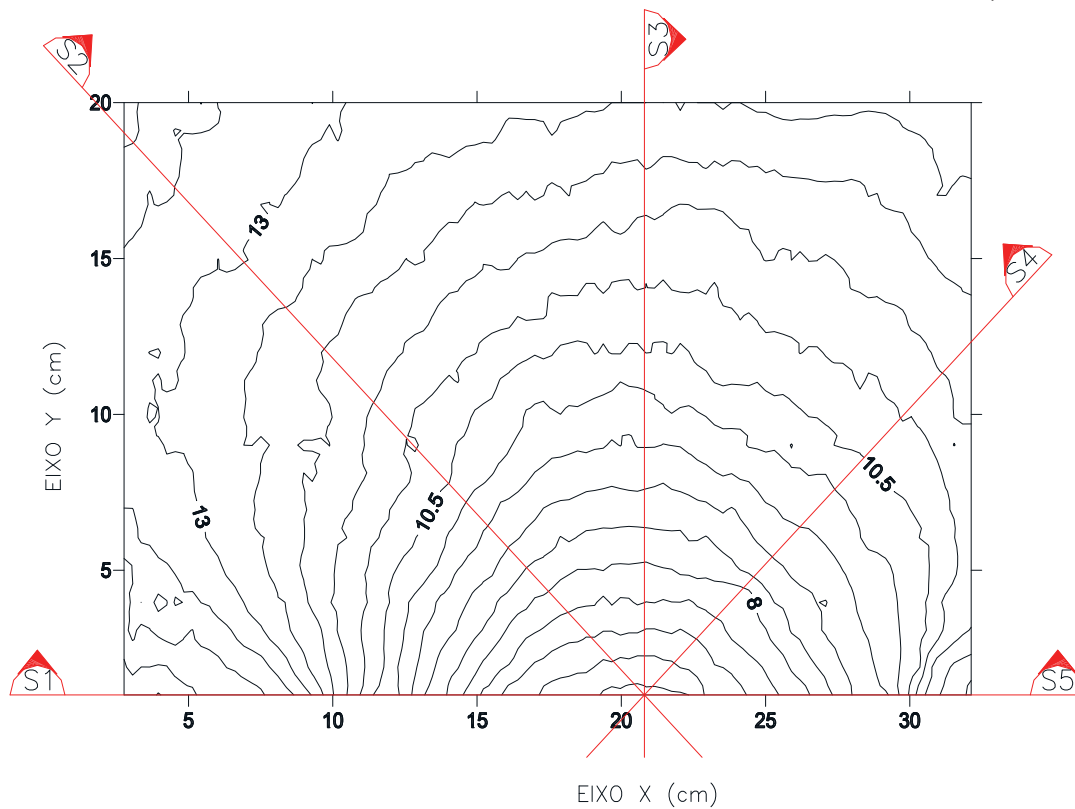
FONTE: O autor (2017)

FIGURA 94 – CURVAS DE NÍVEL DA CUNHA DA BRECHA 2 E $S_U = 0,079$ kPa



FONTE: O autor (2017)

FIGURA 95 – CURVAS DE NÍVEL DA CUNHA DA BRECHA 2 E $S_U = 0,033$ kPa



FONTE: O autor (2017)

FIGURA 96 – CURVAS DE NÍVEL DA CUNHA DA BRECHA 3 E $S_U = 0,124$ kPa

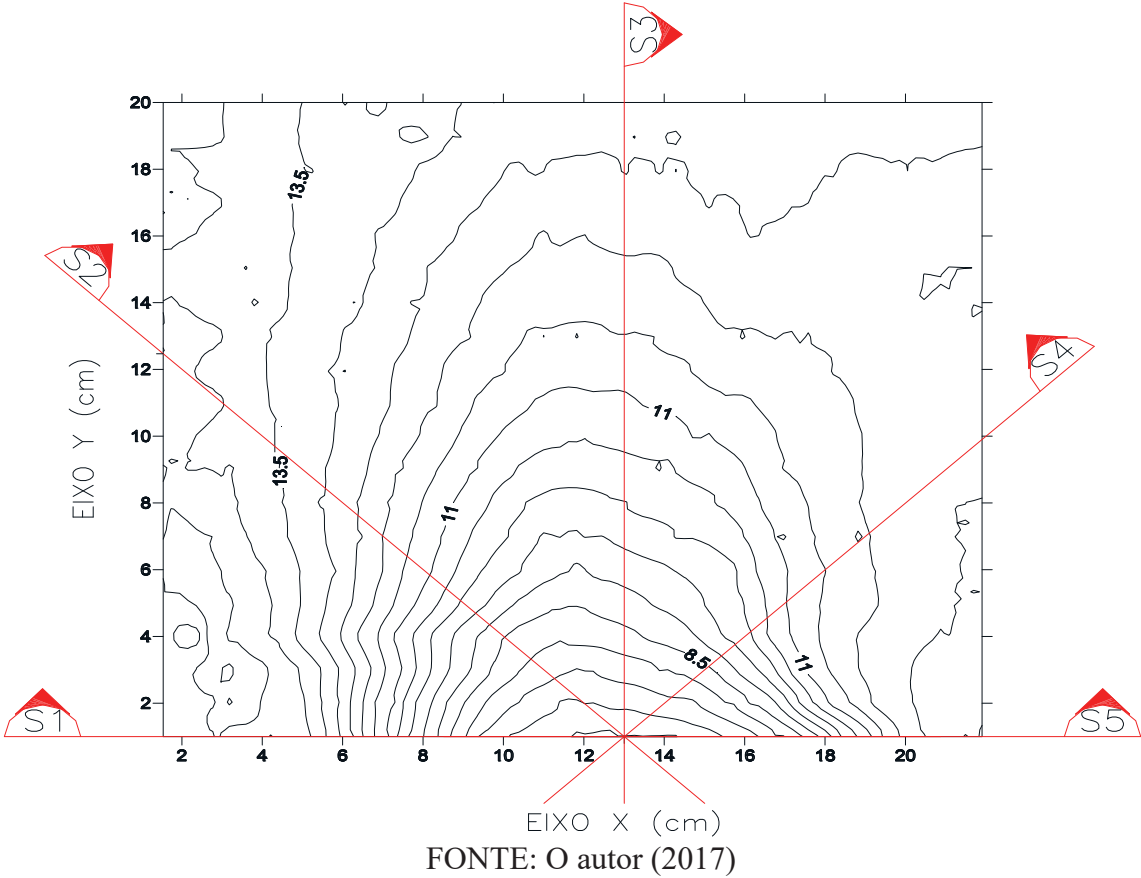


FIGURA 97 – CURVAS DE NÍVEL DA CUNHA DA BRECHA 3 E $S_U = 0,090$ kPa

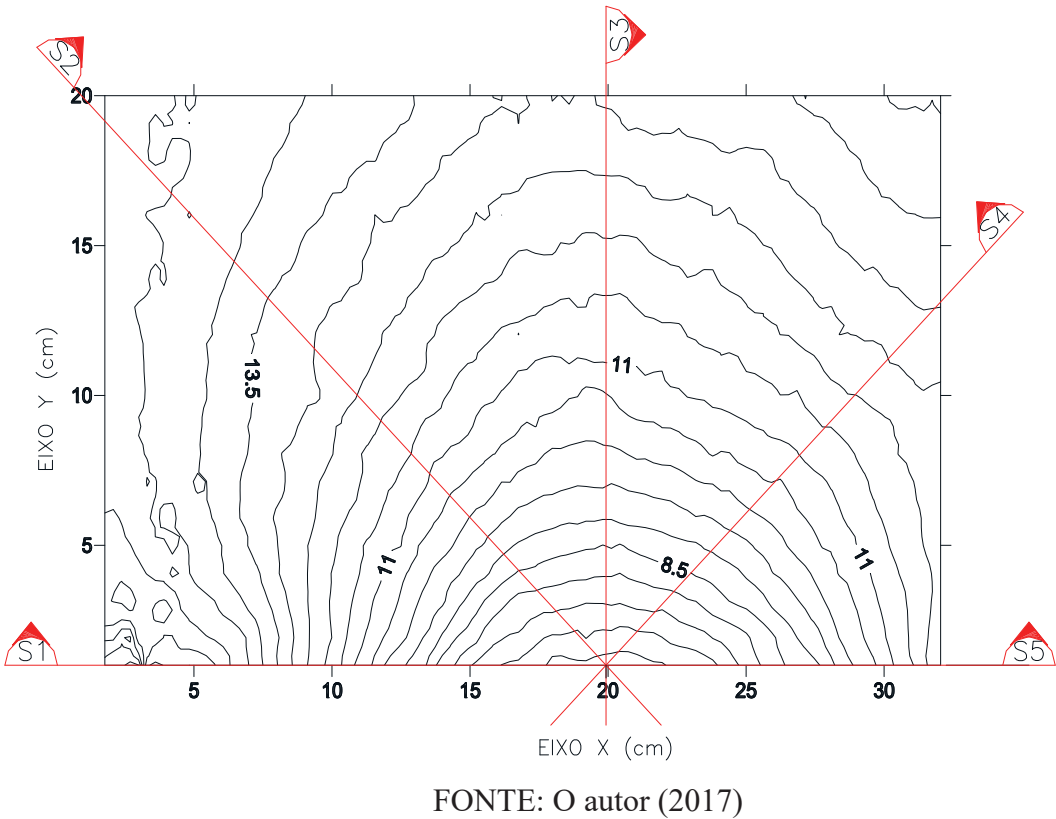
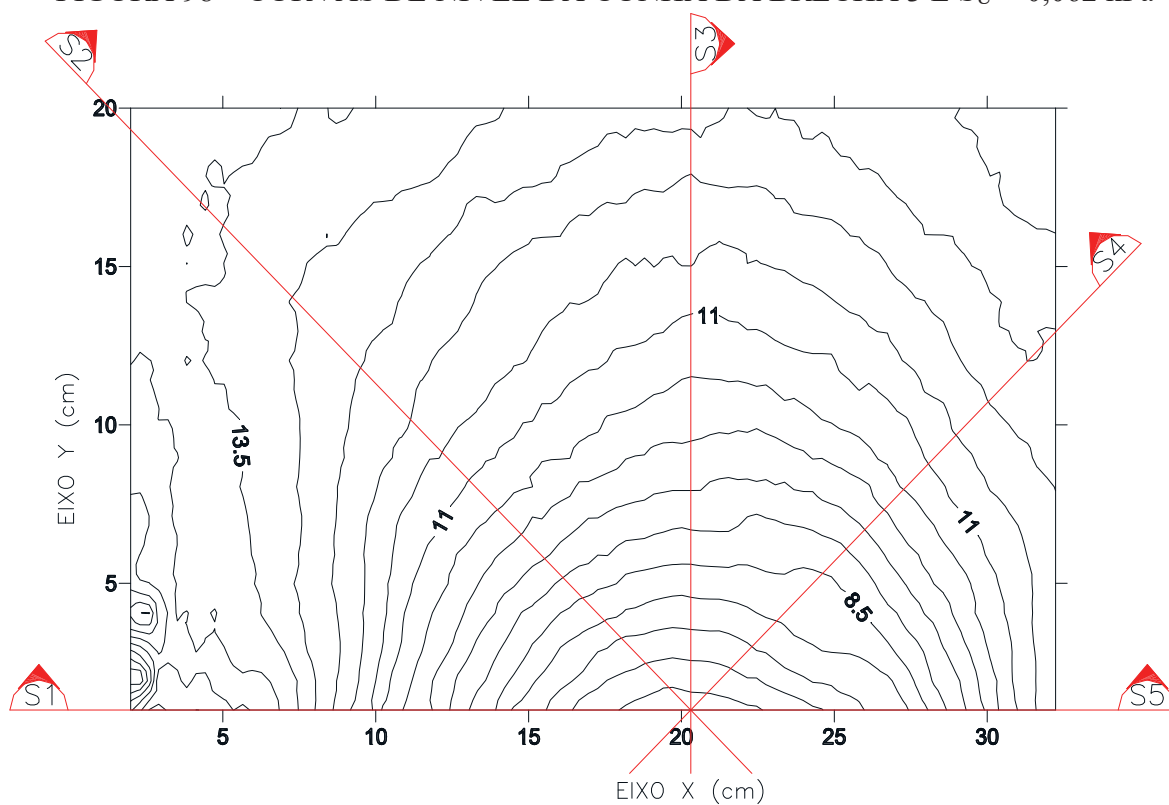
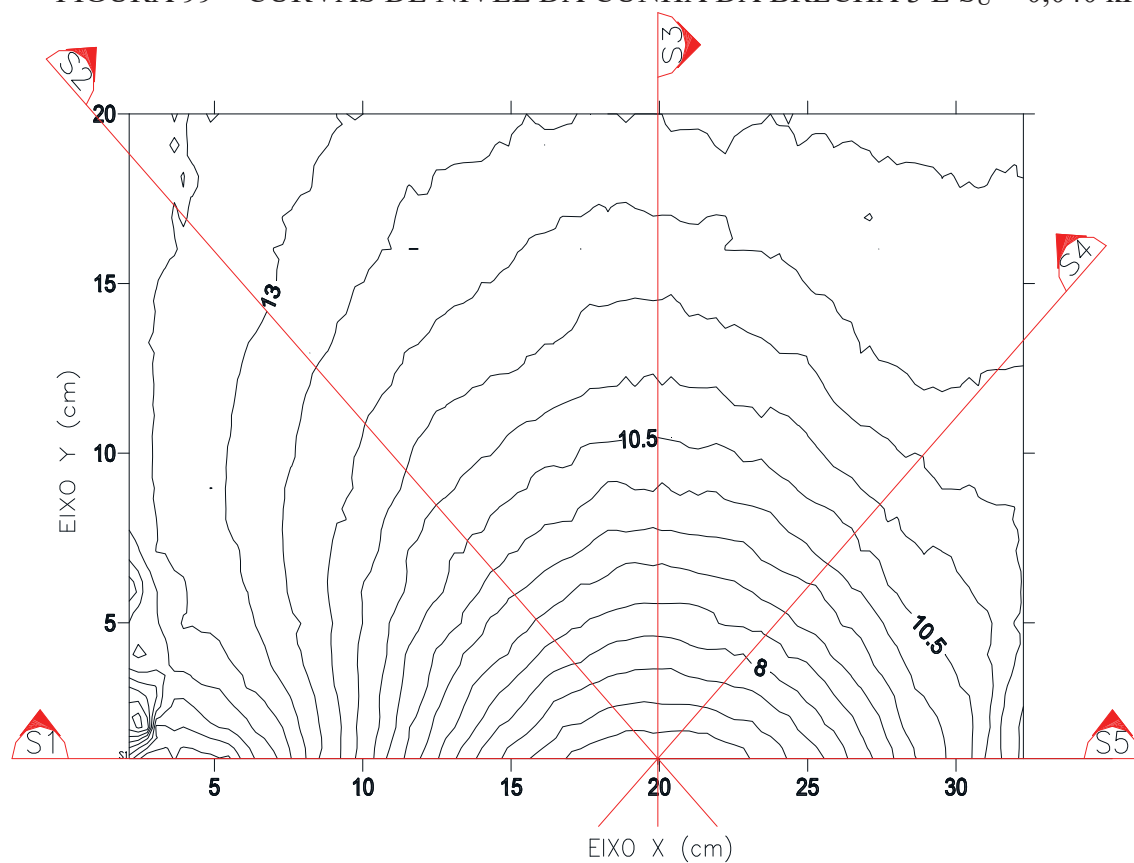


FIGURA 98 – CURVAS DE NÍVEL DA CUNHA DA BRECHA 3 E $S_U = 0,062$ kPa



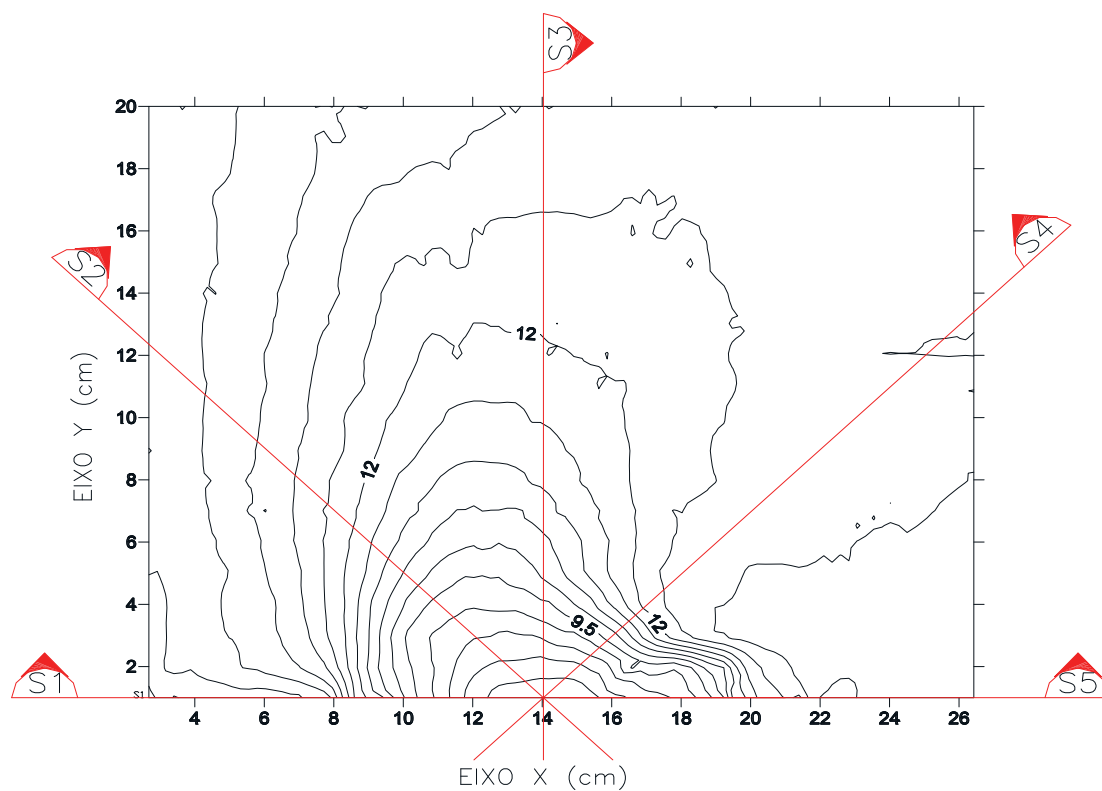
FONTE: O autor (2017)

FIGURA 99 – CURVAS DE NÍVEL DA CUNHA DA BRECHA 3 E $S_U = 0,040$ kPa



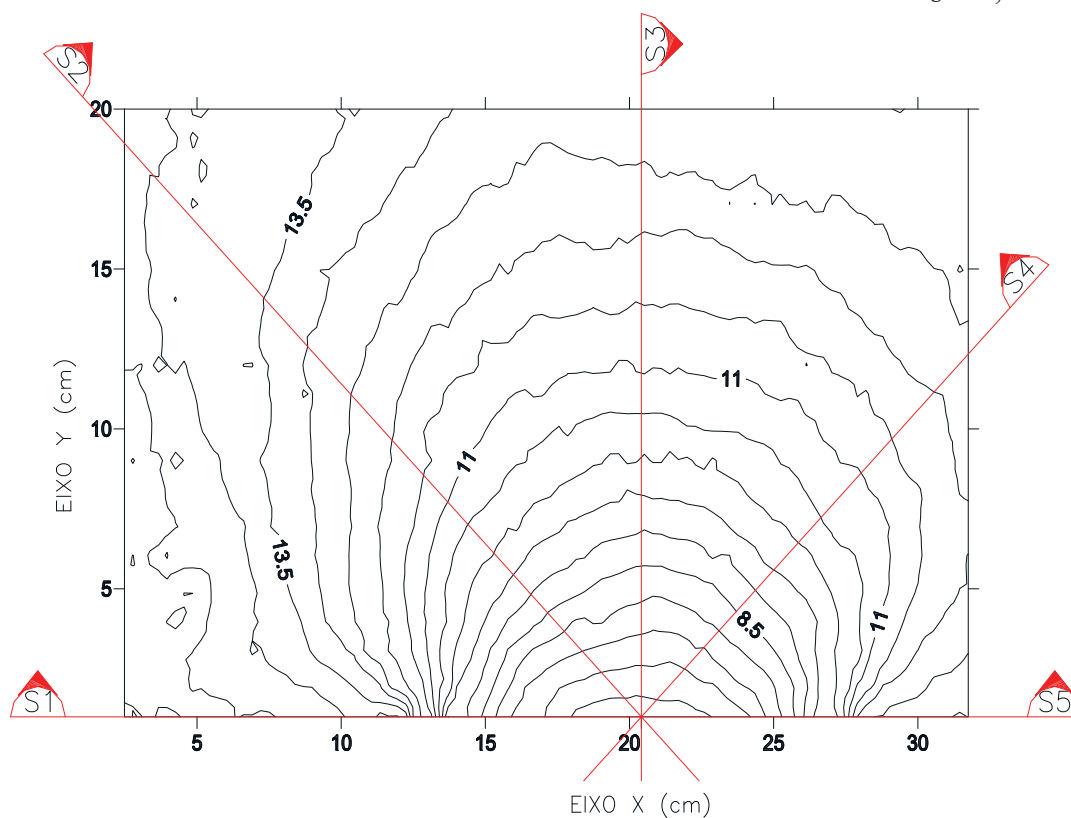
FONTE: O autor (2017)

FIGURA 100 – CURVAS DE NÍVEL DA CUNHA DA BRECHA 4 E $S_U = 0,119$ kPa



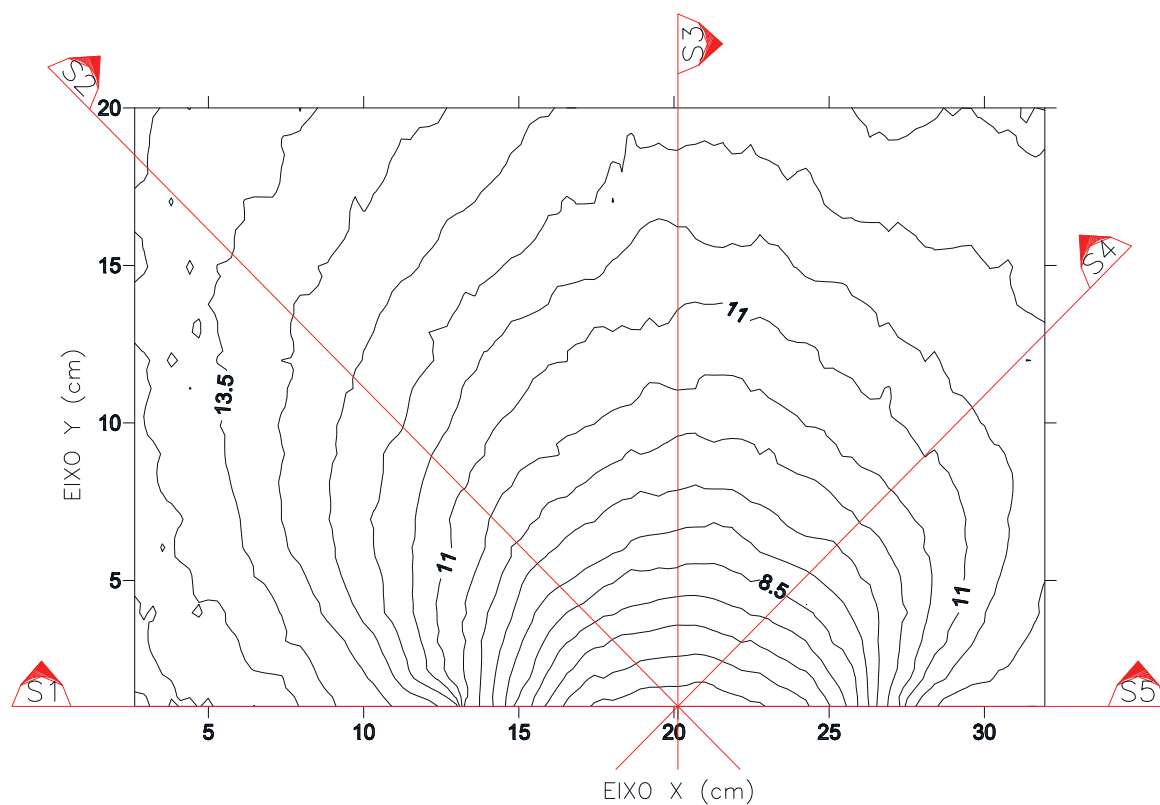
FONTE: O autor (2017)

FIGURA 101 – CURVAS DE NÍVEL DA CUNHA DA BRECHA 4 E $S_U = 0,076$ kPa



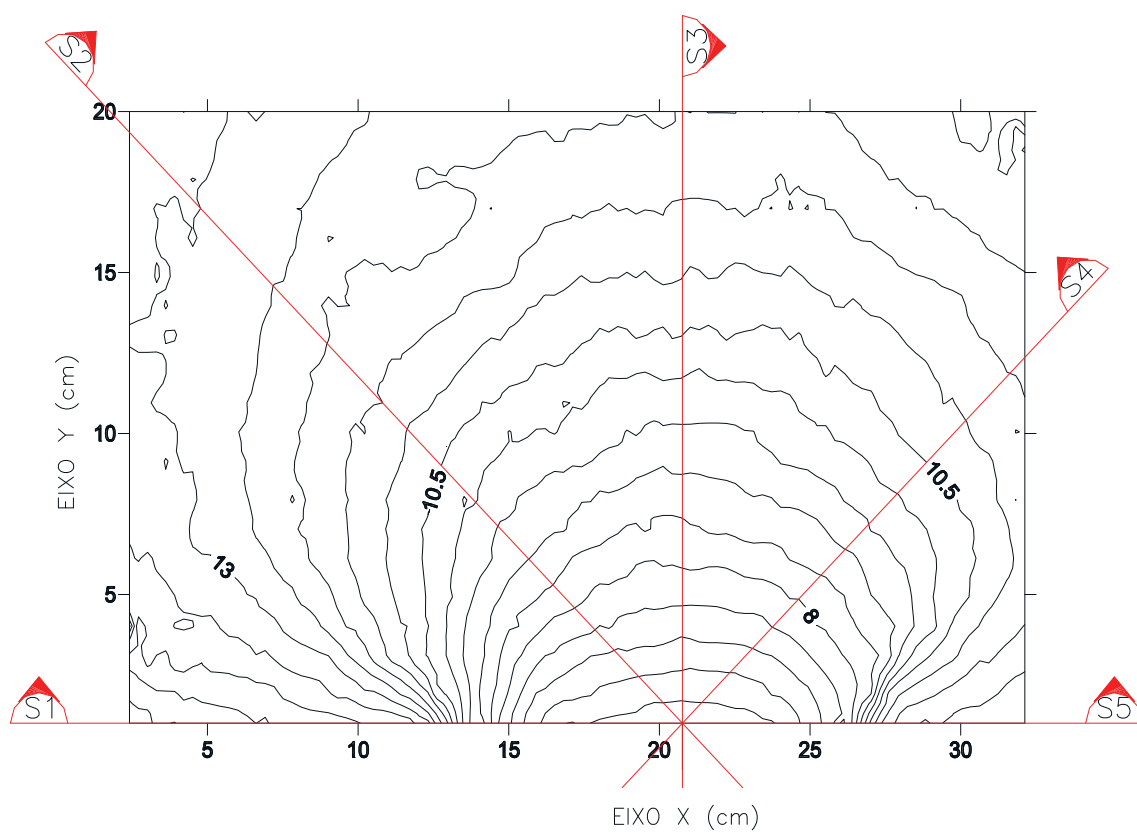
FONTE: O autor (2017)

FIGURA 102 – CURVAS DE NÍVEL DA CUNHA DA BRECHA 4 E $S_U = 0,067$ kPa



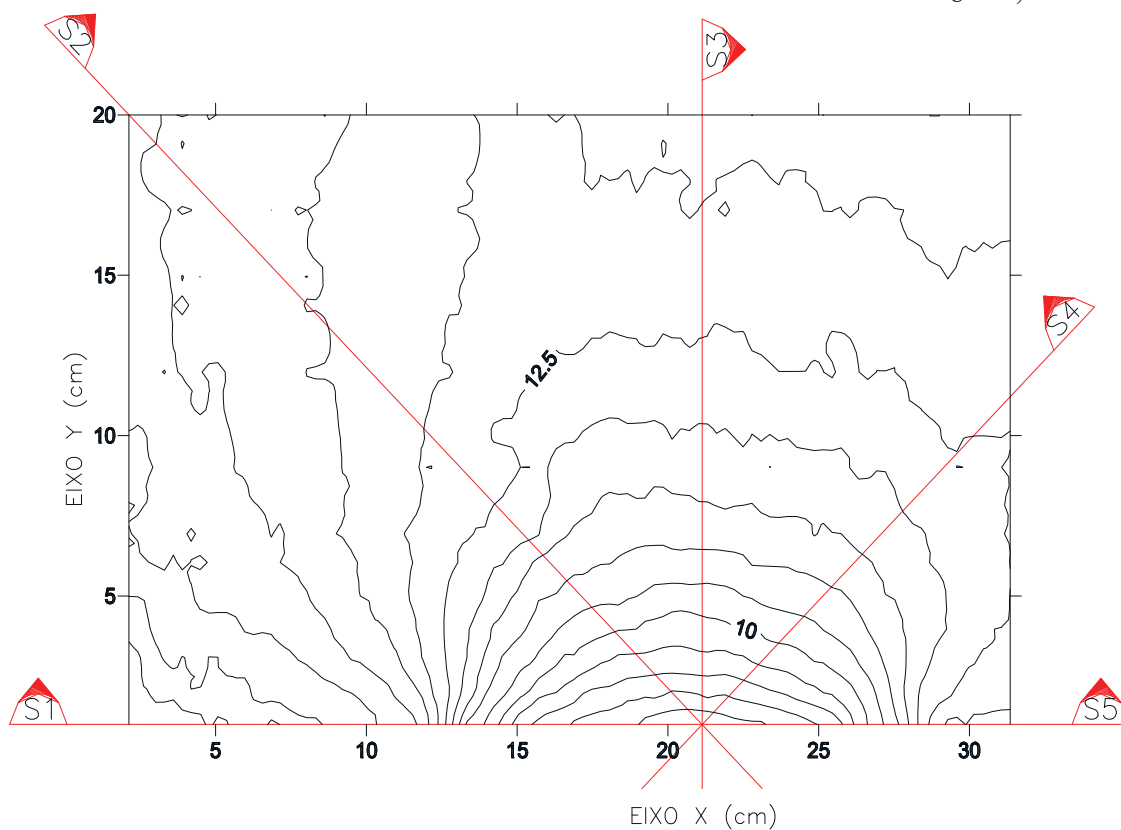
FONTE: O autor (2017)

FIGURA 103 – CURVAS DE NÍVEL DA CUNHA DA BRECHA 4 E $S_U = 0,037$ kPa



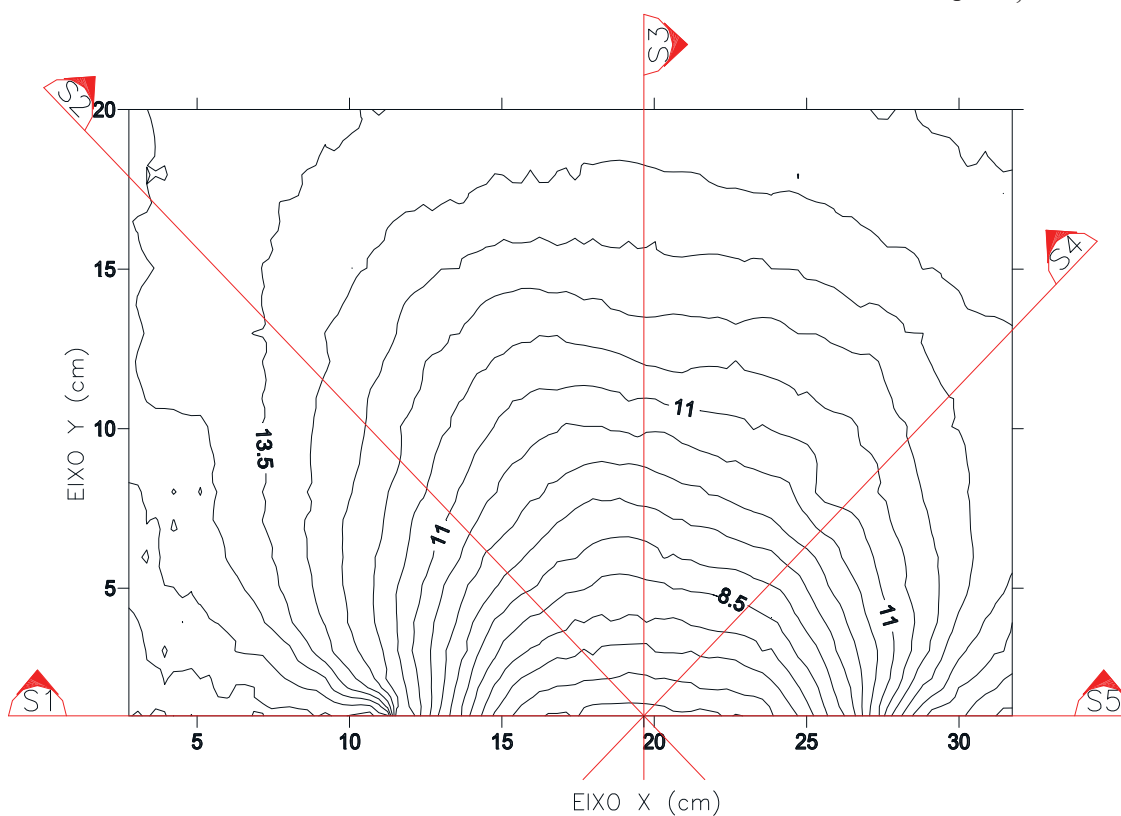
FONTE: O autor (2017)

FIGURA 104 – CURVAS DE NÍVEL DA CUNHA DA BRECHA 5 E $S_U = 0,114$ kPa



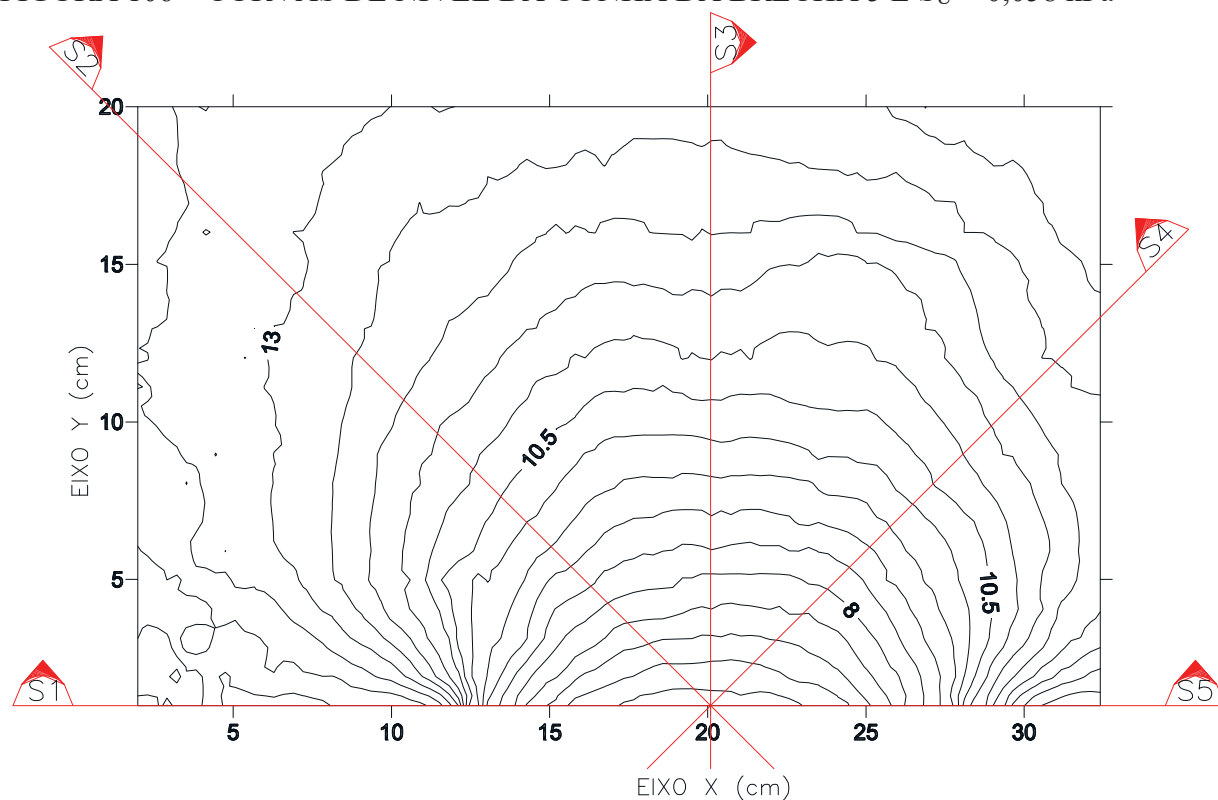
FONTE: O autor (2017)

FIGURA 105 – CURVAS DE NÍVEL DA CUNHA DA BRECHA 5 E $S_U = 0,097$ kPa



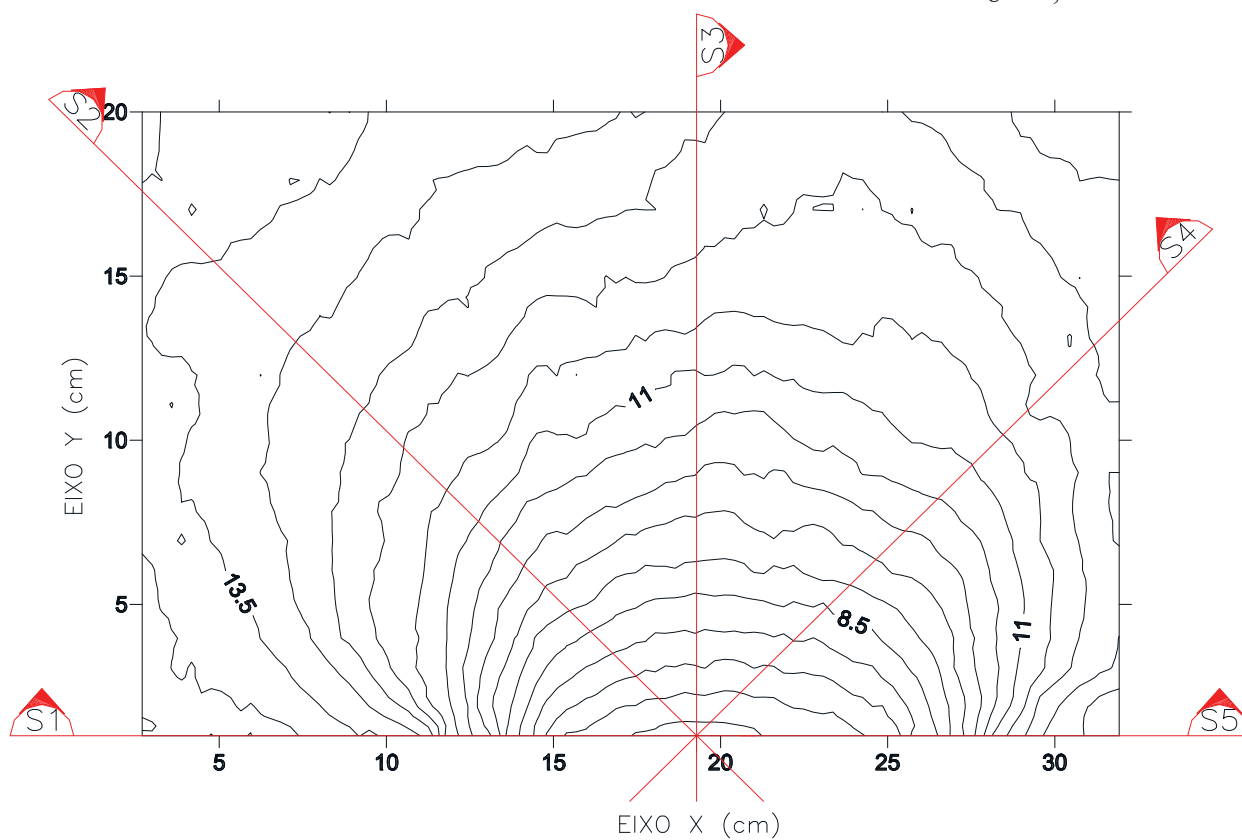
FONTE: O autor (2017)

FIGURA 106 – CURVAS DE NÍVEL DA CUNHA DA BRECHA 5 E $S_U = 0,058$ kPa



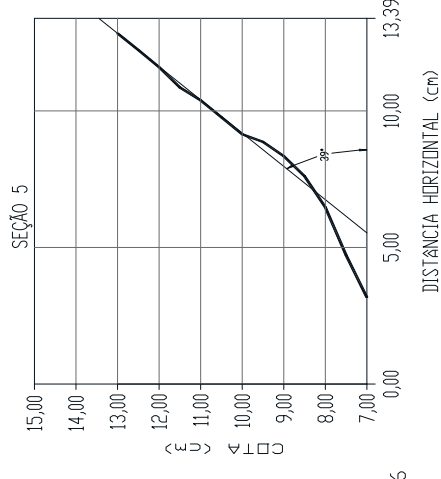
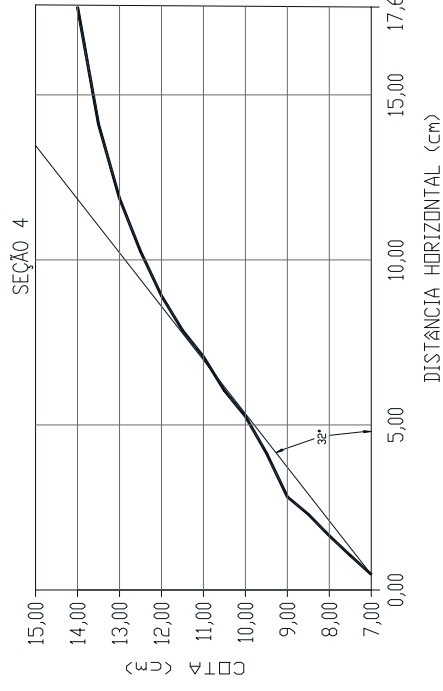
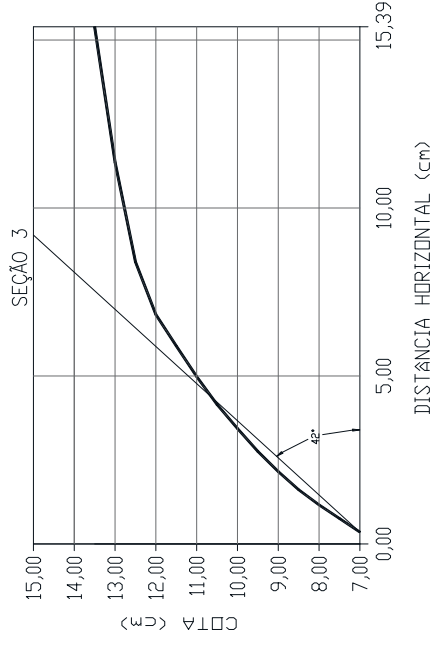
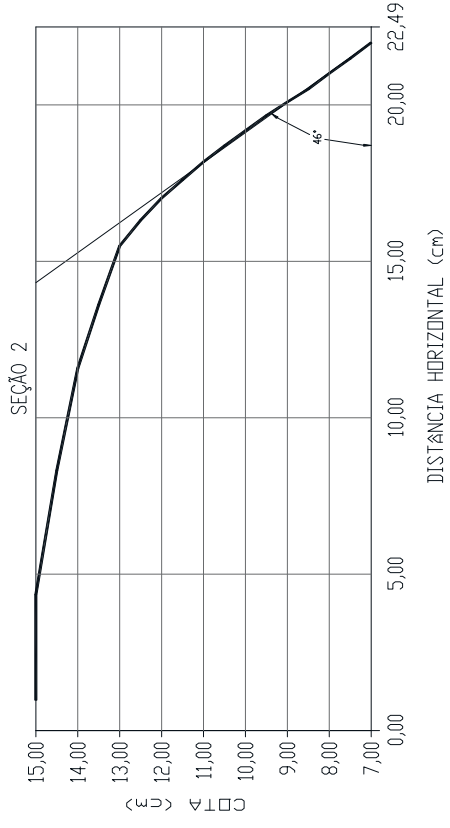
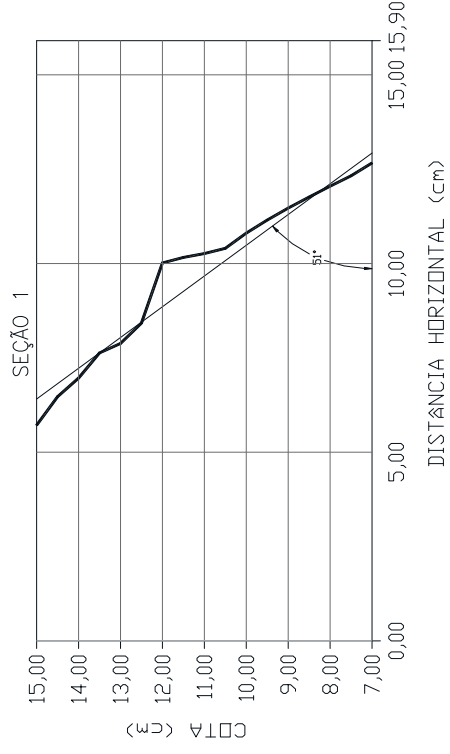
FONTE: O autor (2017)

FIGURA 107 – CURVAS DE NÍVEL DA CUNHA DA BRECHA 5 E $S_U = 0,040$ kPa

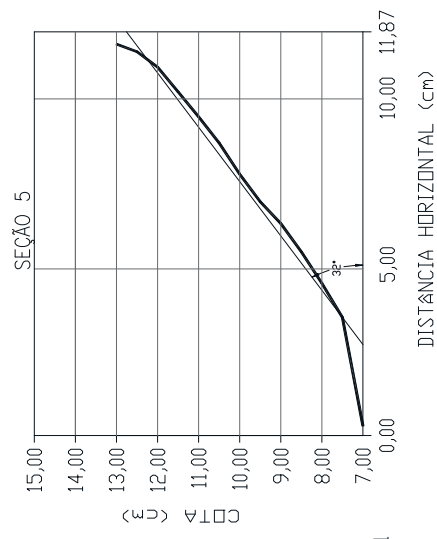
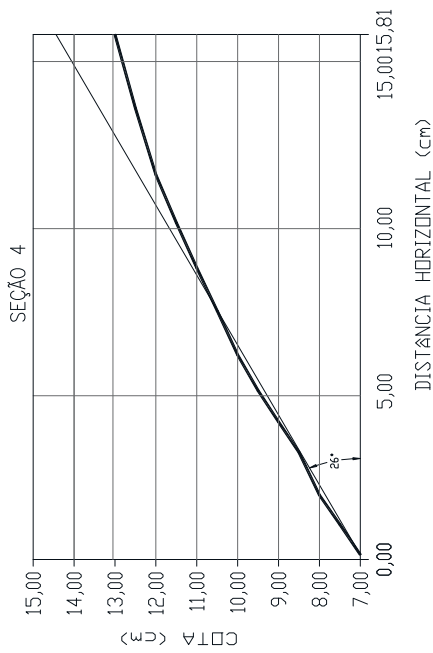
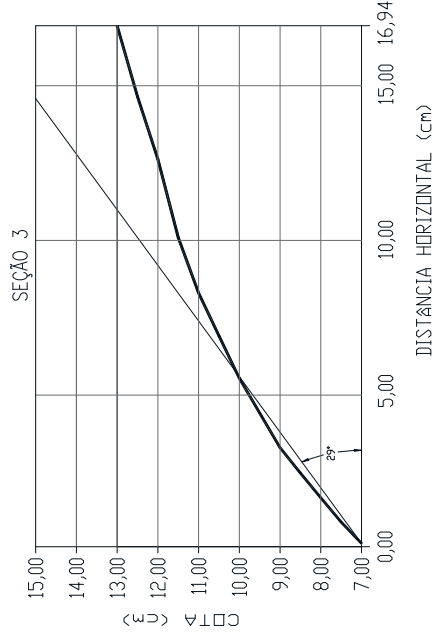
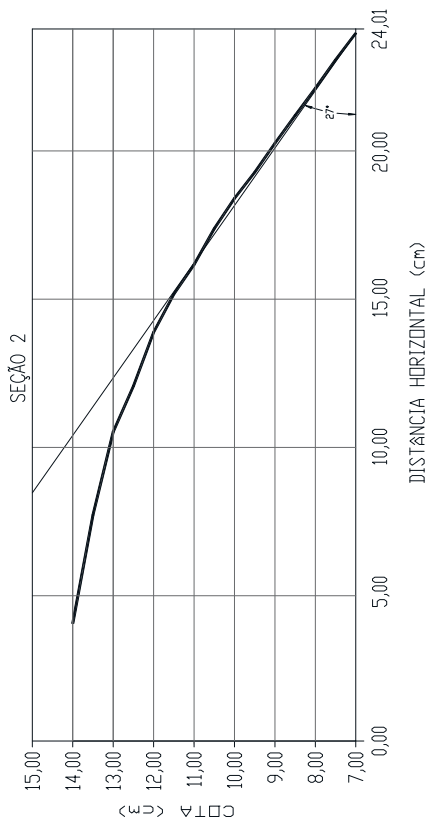
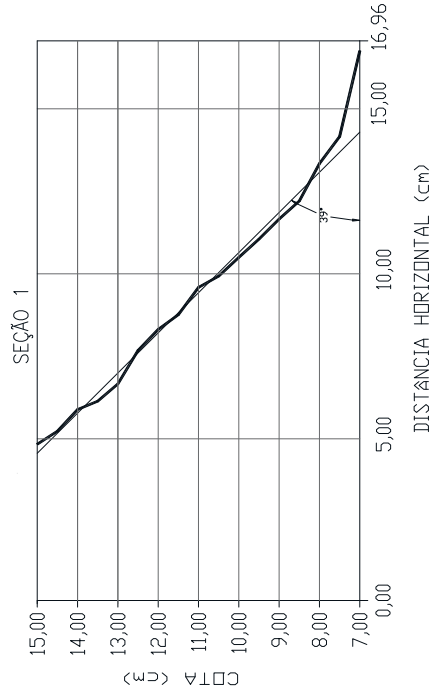


FONTE: O autor (2017)

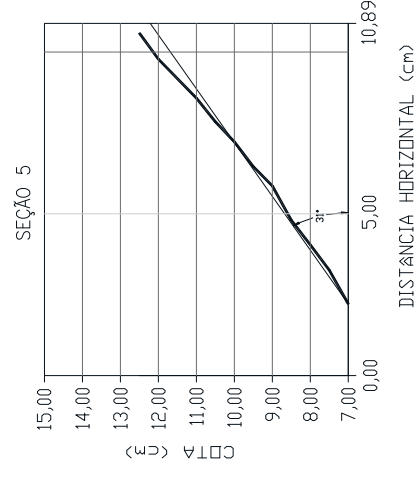
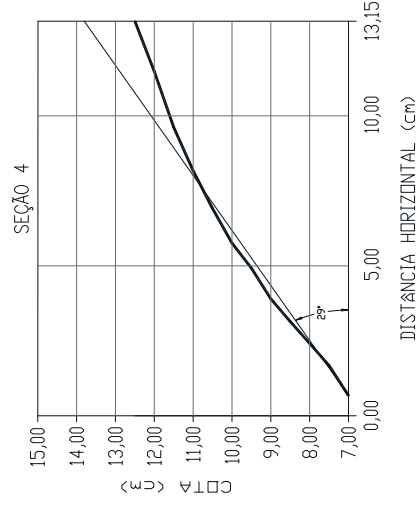
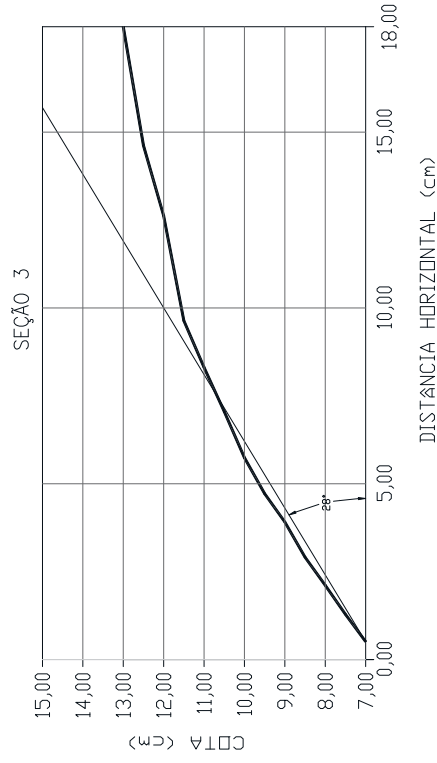
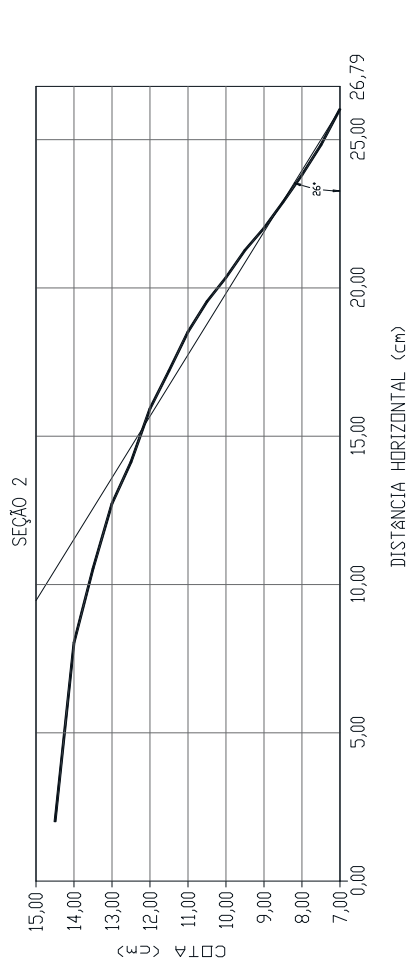
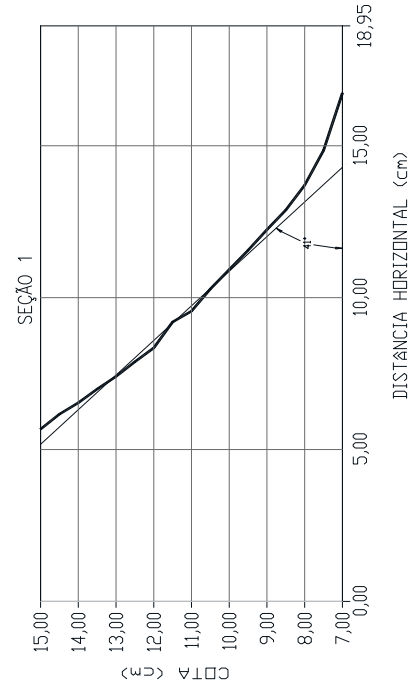
APÊNDICE IV – SEÇÕES LONGITUDINAIS DA CUNHA RUPTURA - BRECHA 1 E $S_U = 0,159 \text{ kPa}$



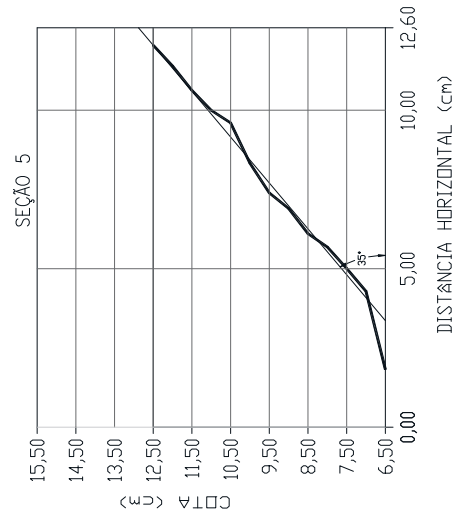
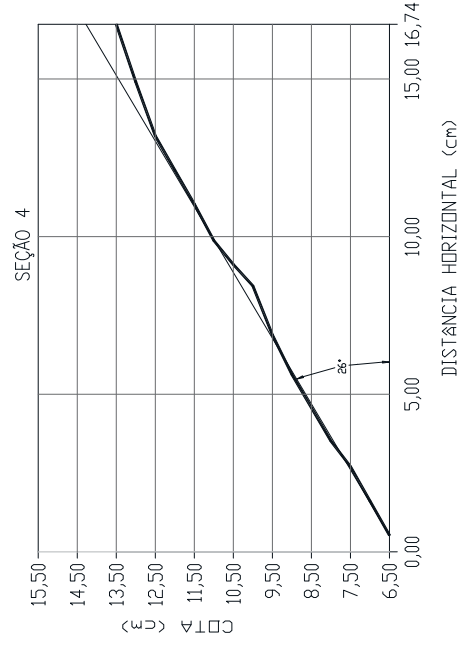
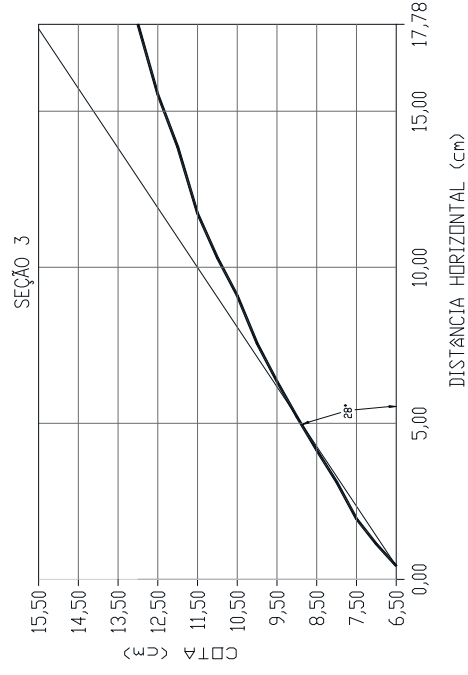
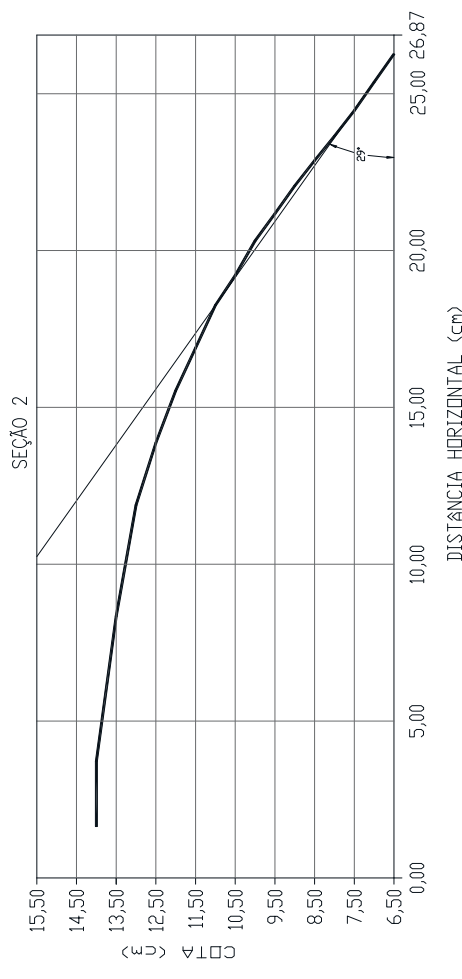
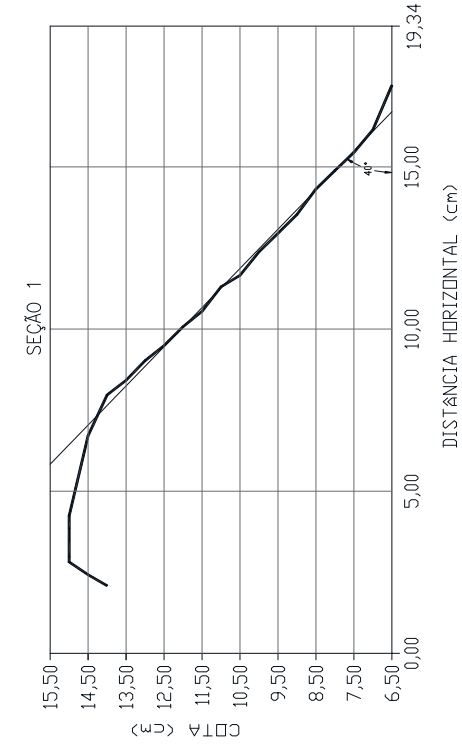
APÊNDICE V – SEÇÕES LONGITUDINAIS DA CUNHA RUPTURA - BRECHA 1 E $S_u = 0,087$ kPa



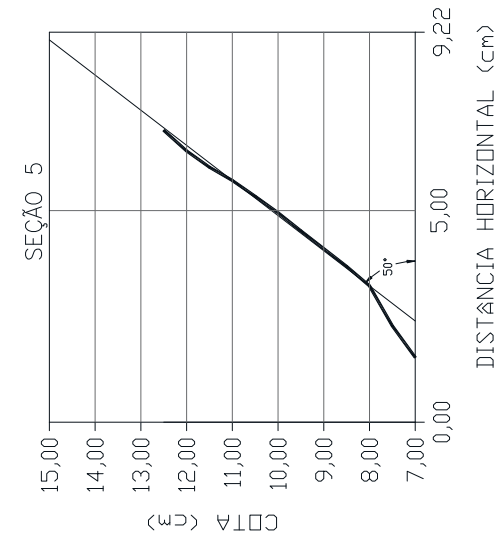
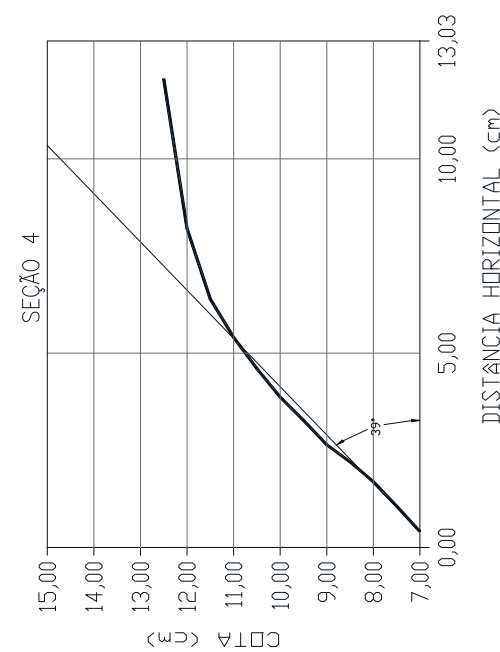
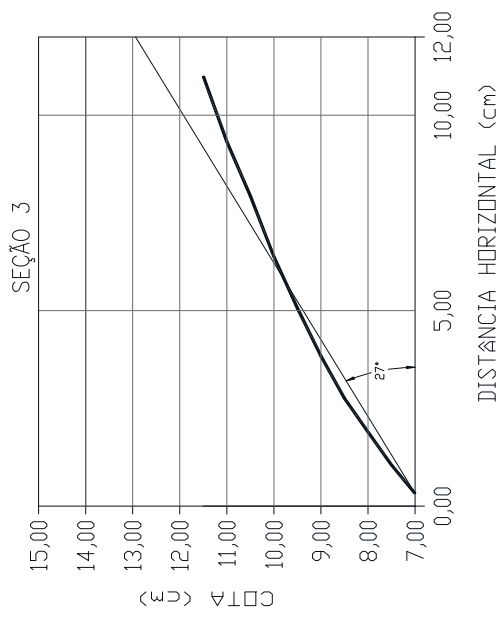
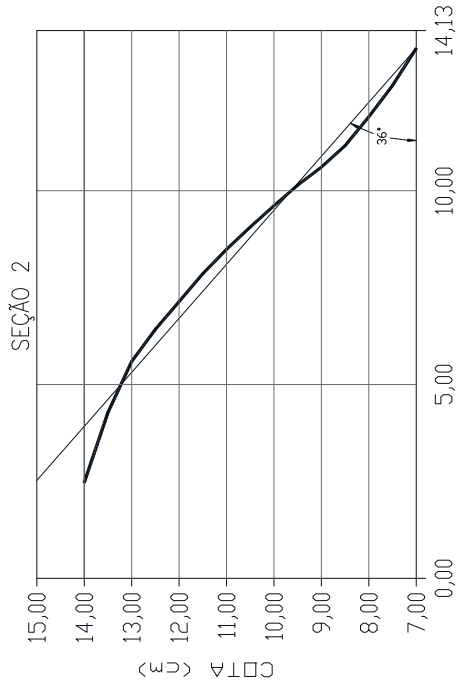
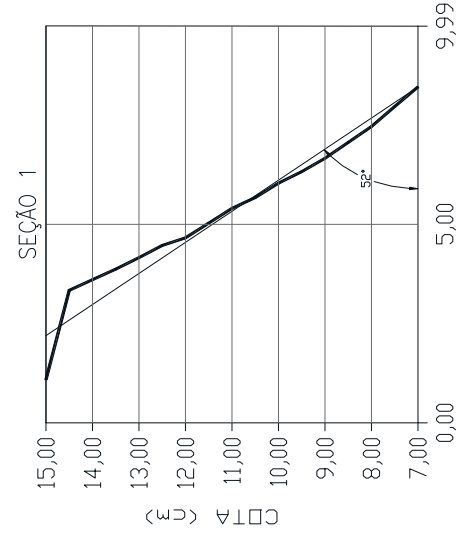
APÊNDICE VI – SEÇÕES LONGITUDINAIS DA CUNHA RUPTURA - BRECHA 1 E $S_u = 0,067$ kPa



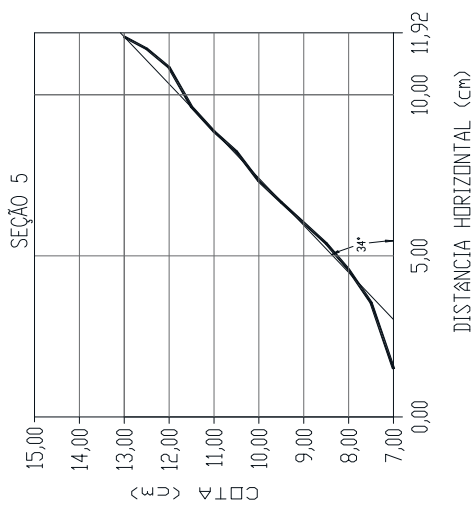
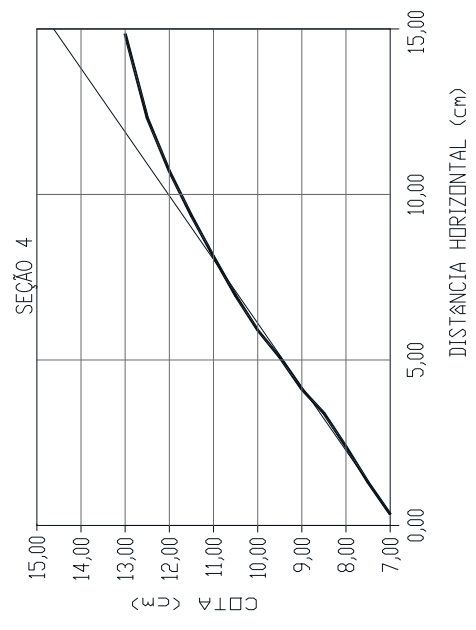
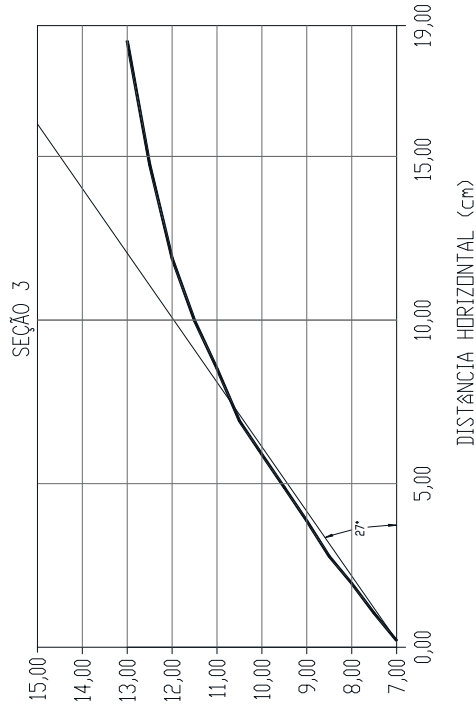
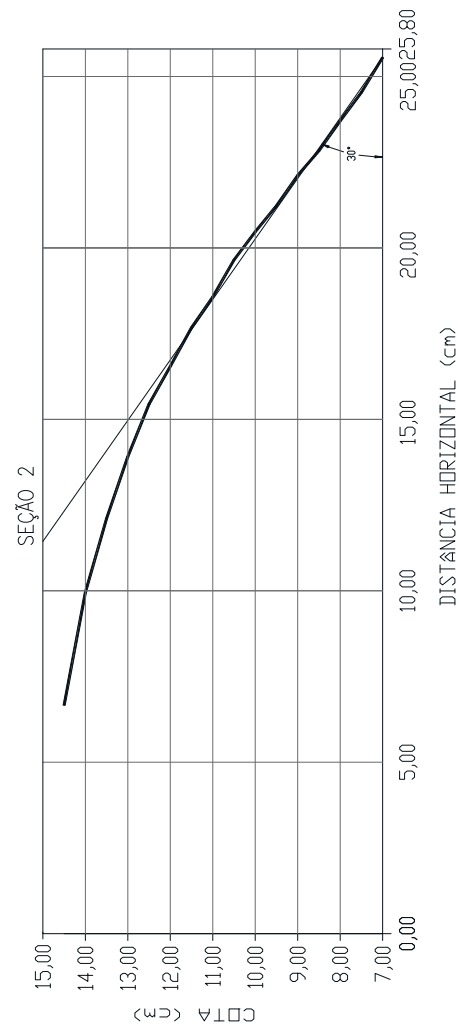
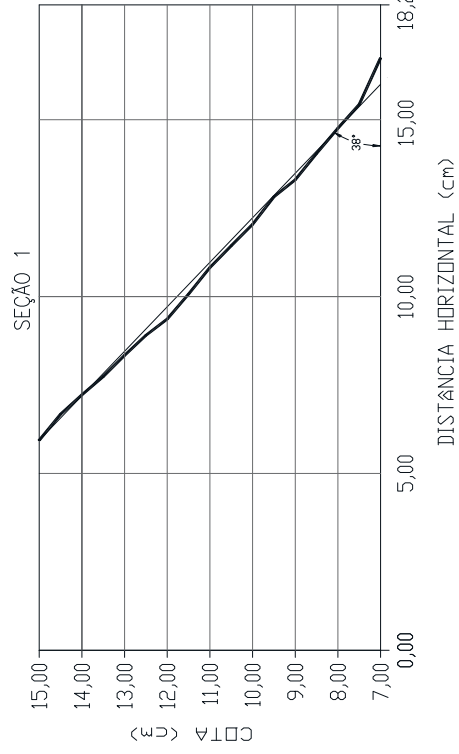
APÊNDICE VII – SEÇÕES LONGITUDINAIS DA CUNHA RUPTURA - BRECHA 1 E $S_U = 0,038 \text{ kPa}$



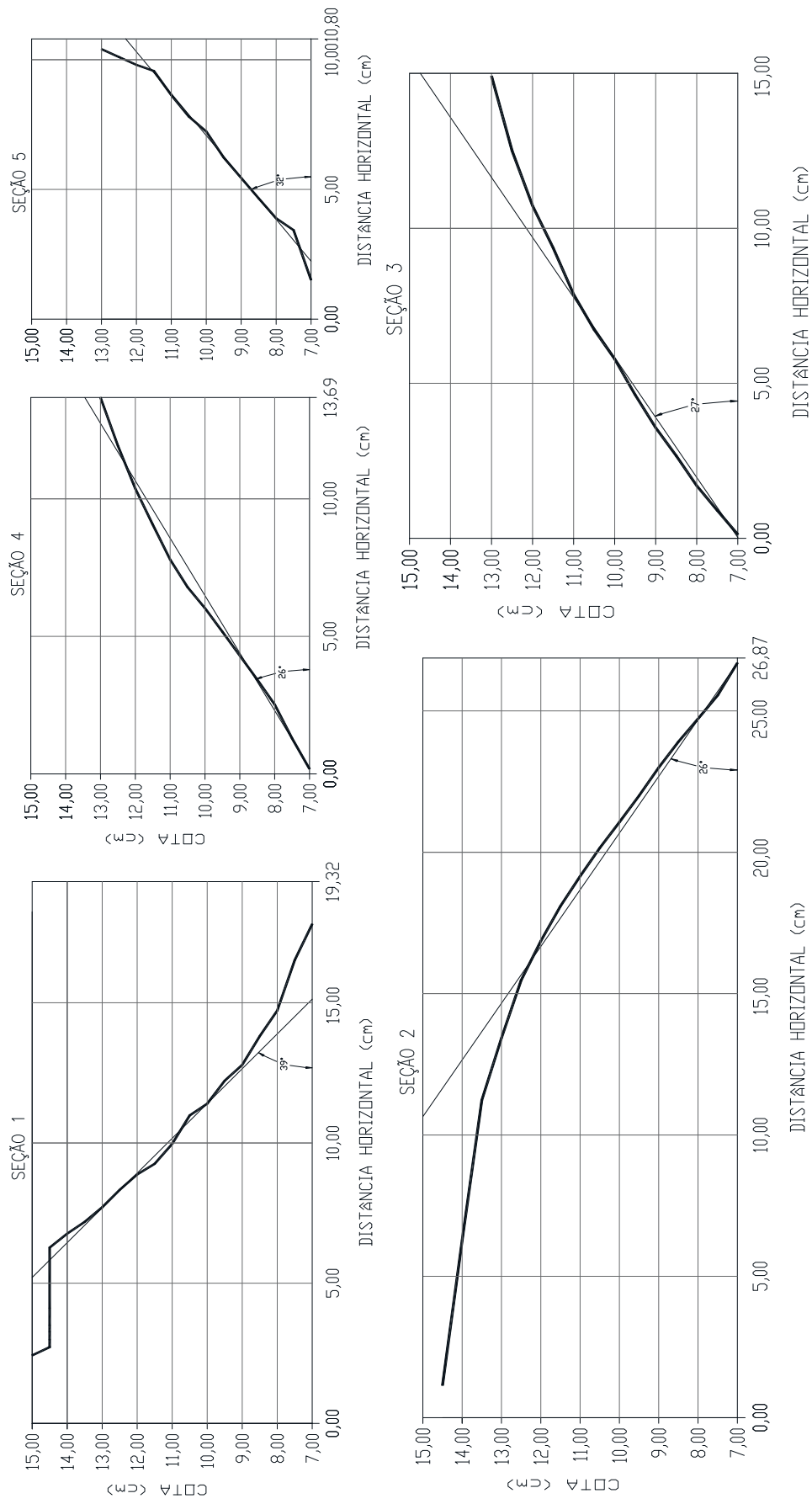
APÊNDICE VIII – SEÇÕES LONGITUDINAIS DA CUNHA RUPTURA - BRECHA 2 E $S_u = 0,140$ kPa



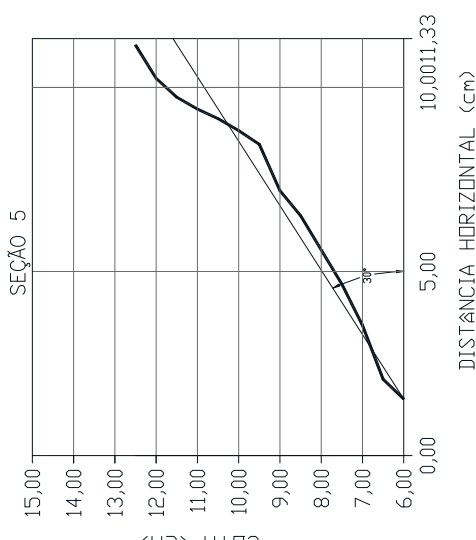
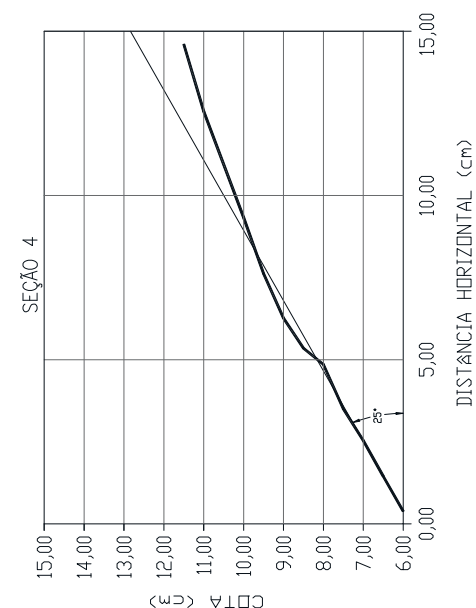
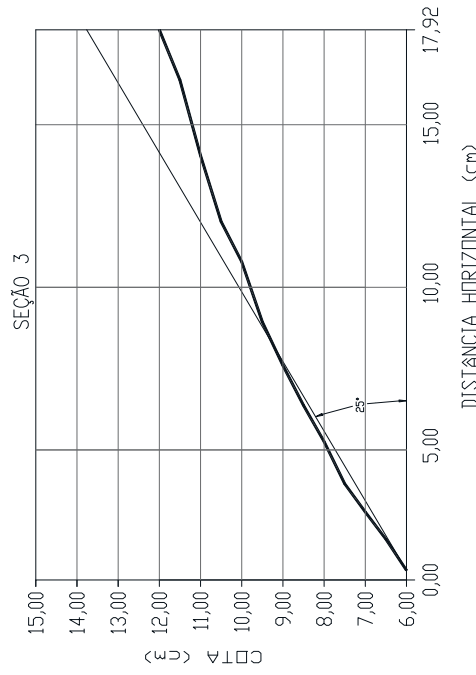
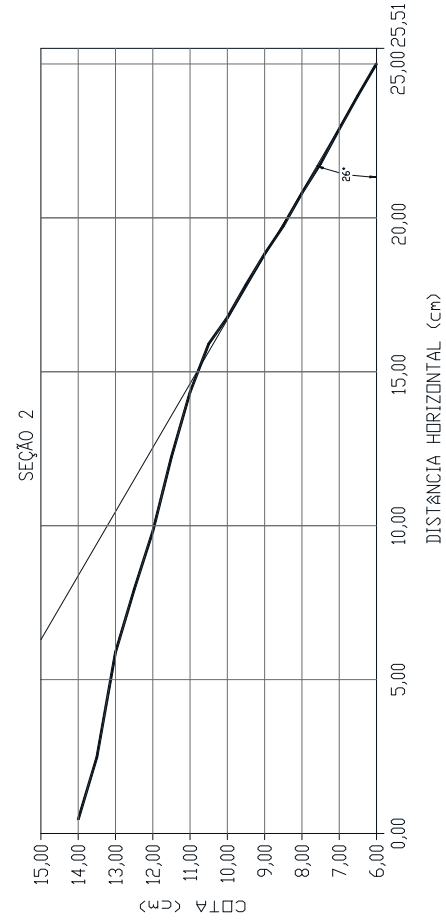
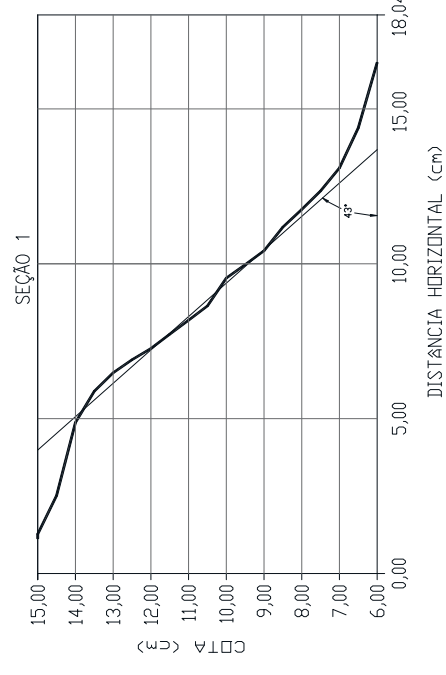
APÊNDICE IX – SEÇÕES LONGITUDINAIS DA CUNHA RUPTURA - BRECHA 2 E $S_U = 0,088 \text{ kPa}$



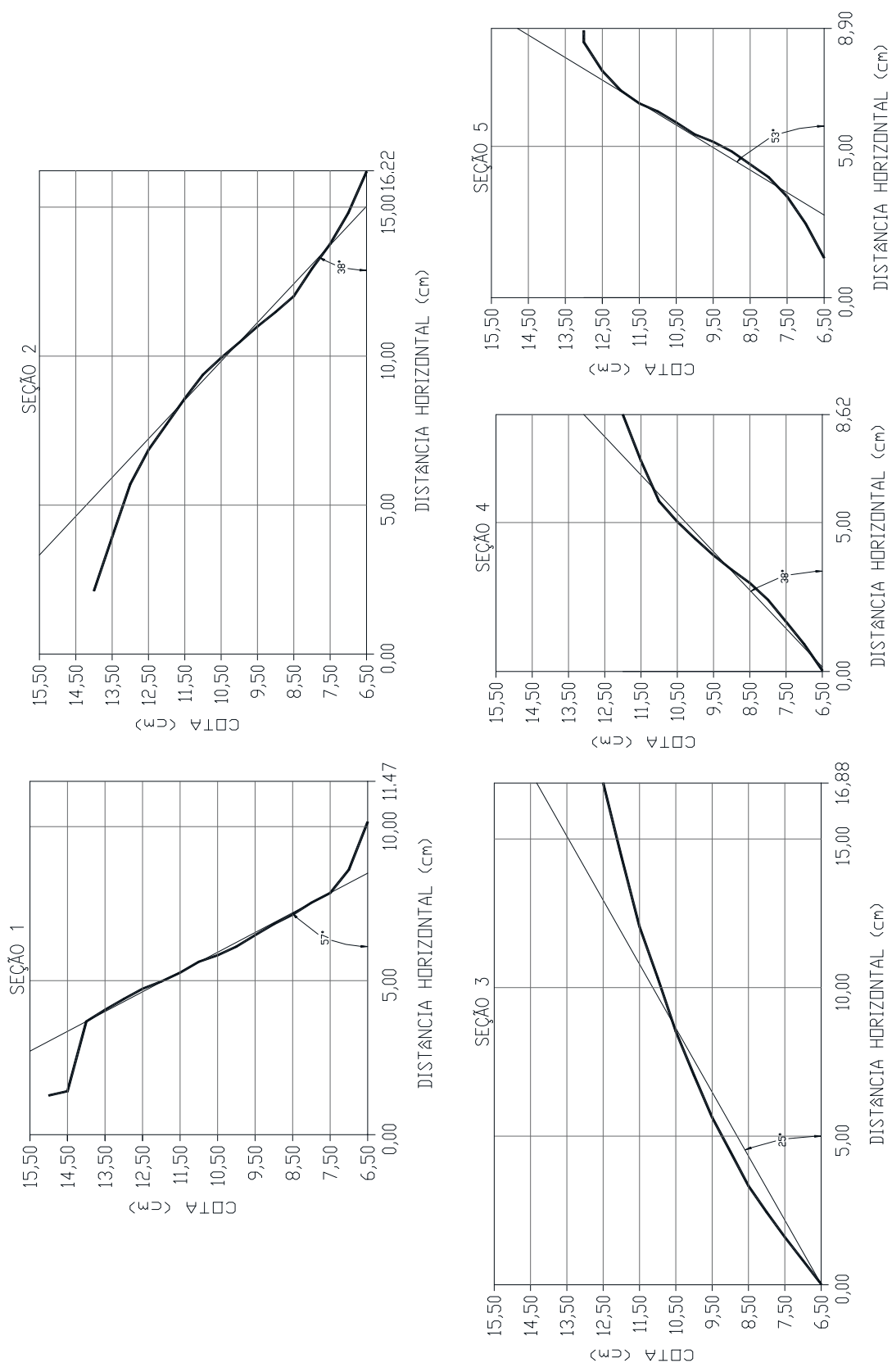
APÊNDICE X – SEÇÕES LONGITUDINAIS DA CUNHA RUPTURA - BRECHA 2 E $S_u = 0,063$ kPa



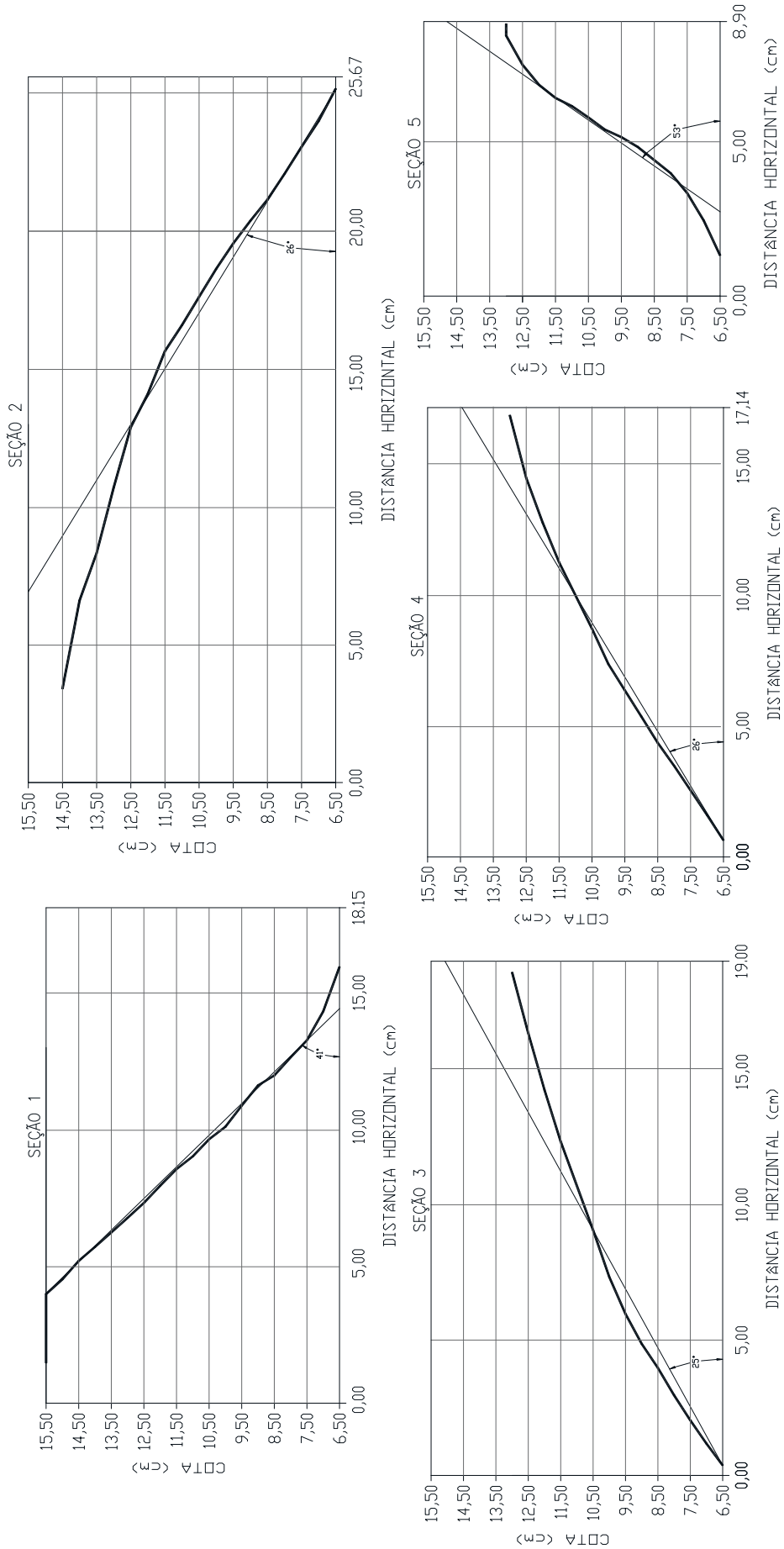
APÊNDICE XI – SEÇÕES LONGITUDINAIS DA CUNHA RUPTURA - BRECHA 2 E $S_U = 0,033$ kPa



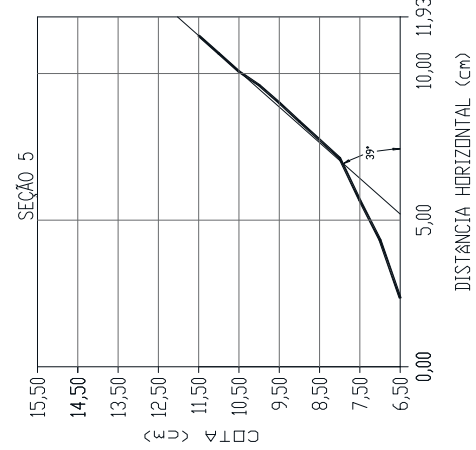
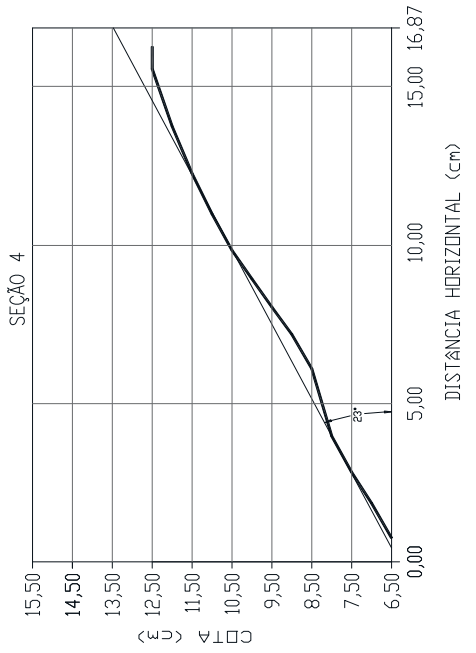
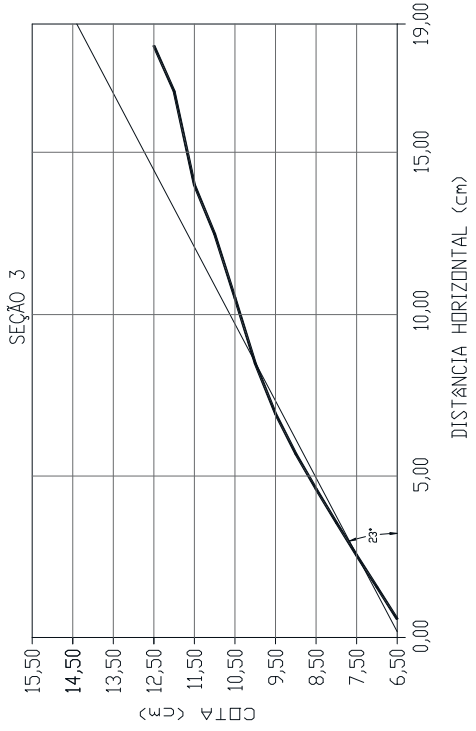
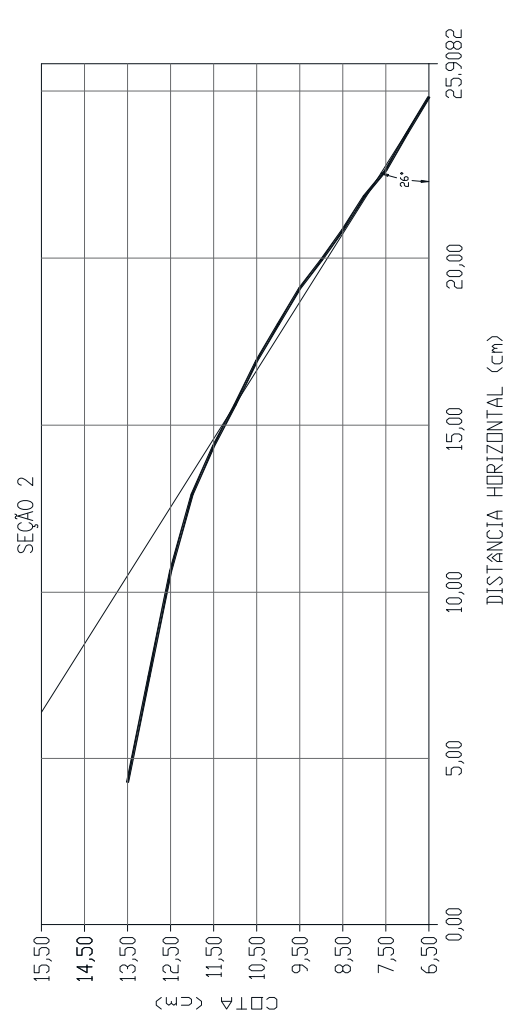
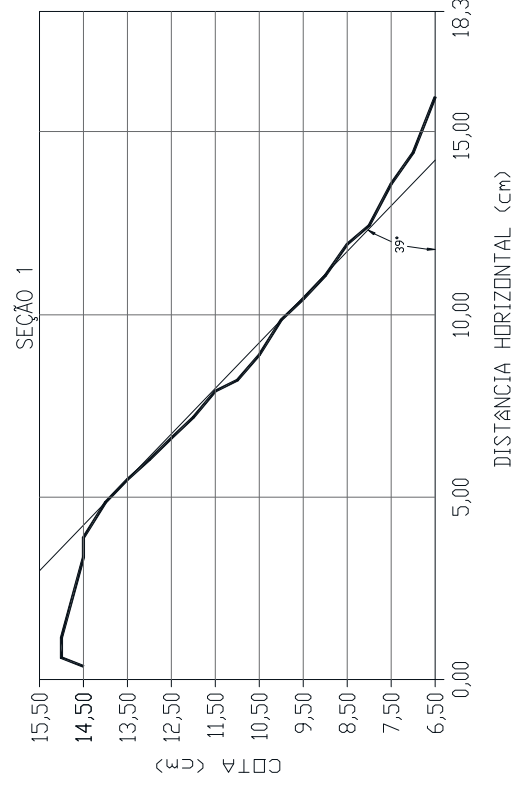
APÊNDICE XII – SEÇÕES LONGITUDINAIS DA CUNHA RUPTURA - BRECHA 3 E $S_U = 0,124 \text{ kPa}$



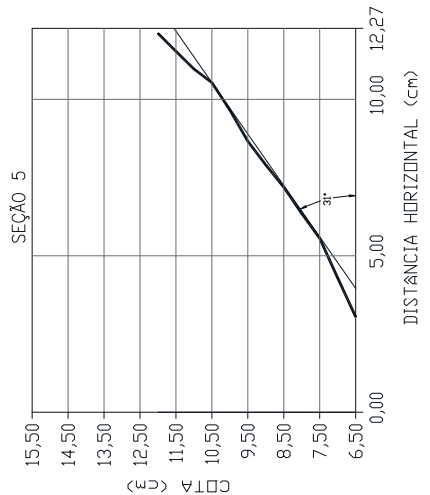
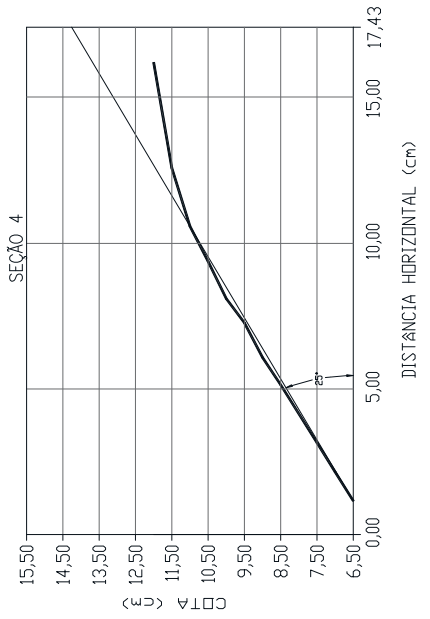
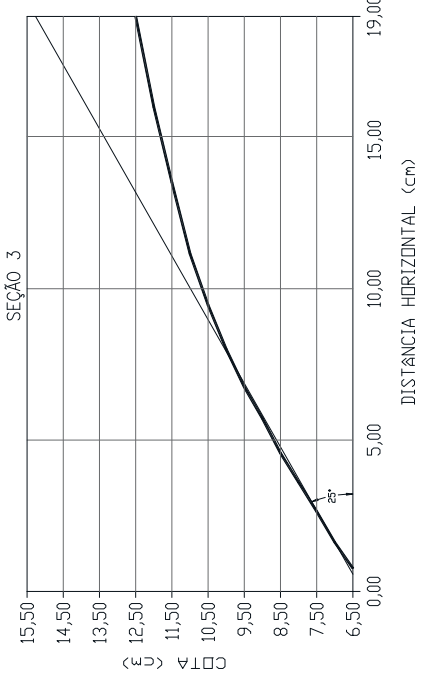
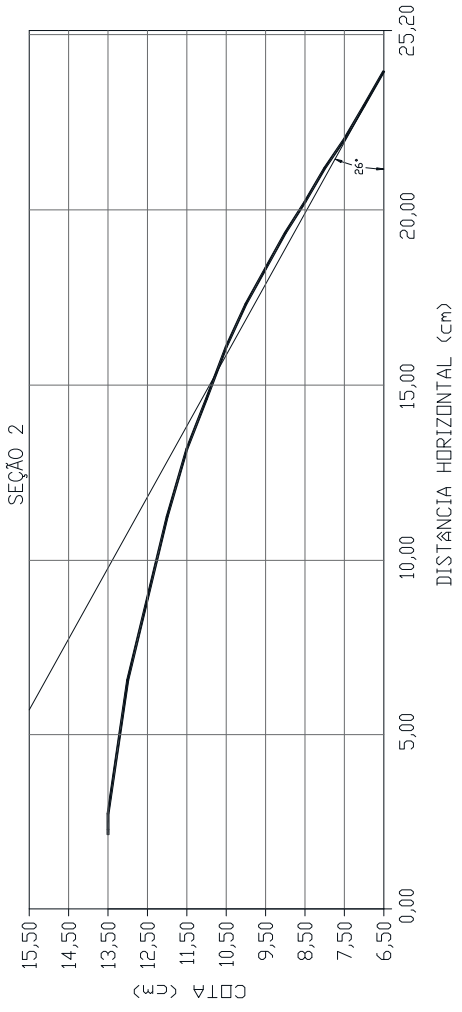
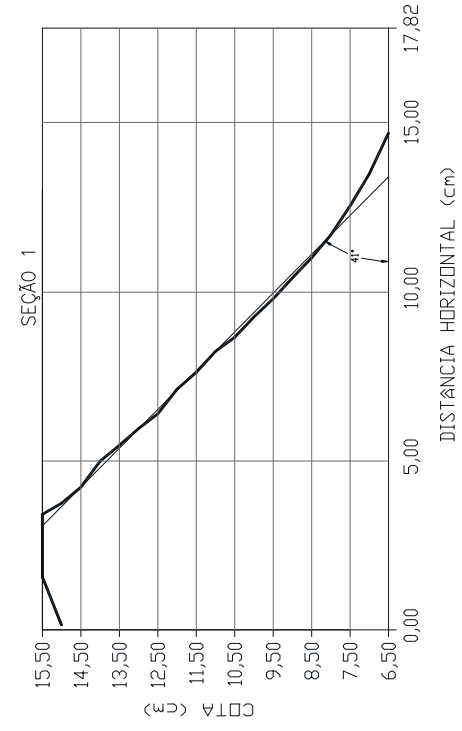
APÊNDICE XIII – SEÇÕES LONGITUDINAIS DA CUNHA RUPTURA - BRECHA 3 E $S_u = 0,090 \text{ kPa}$



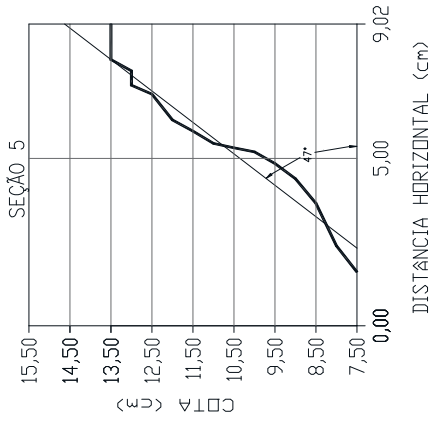
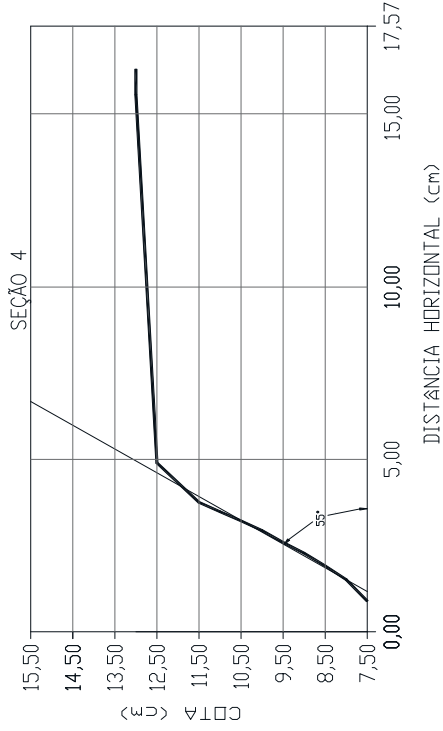
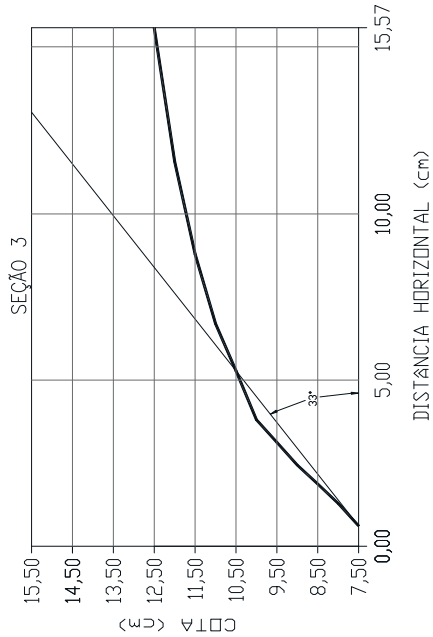
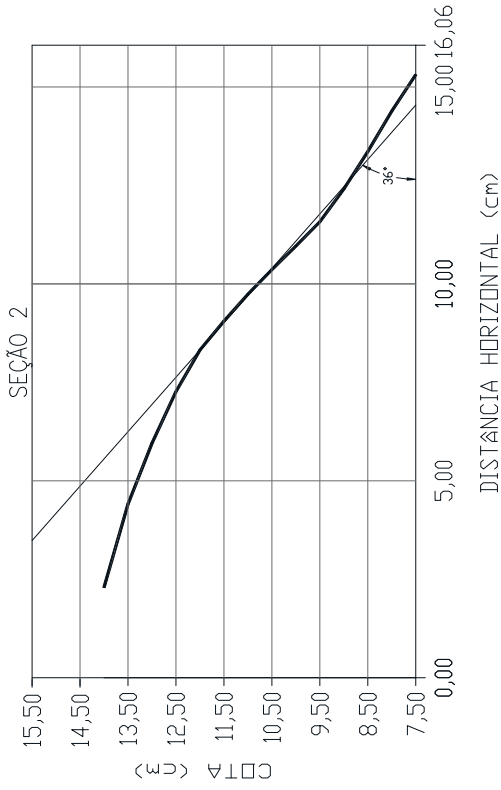
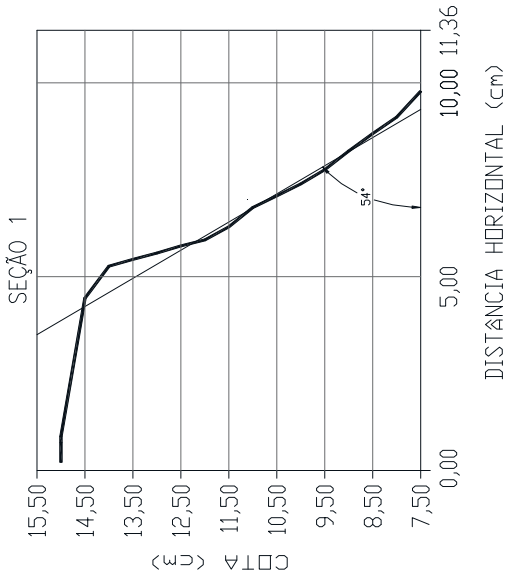
APÊNDICE XIV – SEÇÕES LONGITUDINAIS DA CUNHA RUPTURA - BRECHA 3 E $S_u = 0,062 \text{ kPa}$



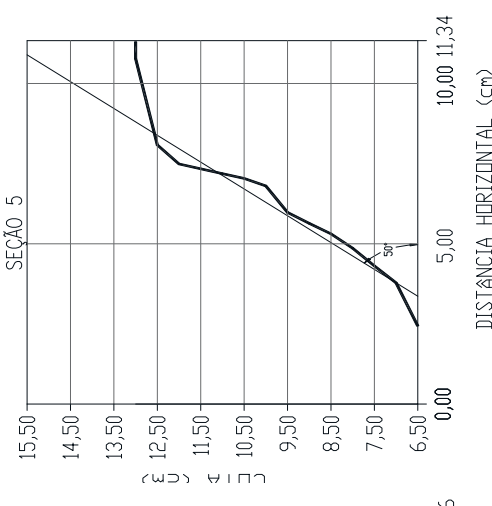
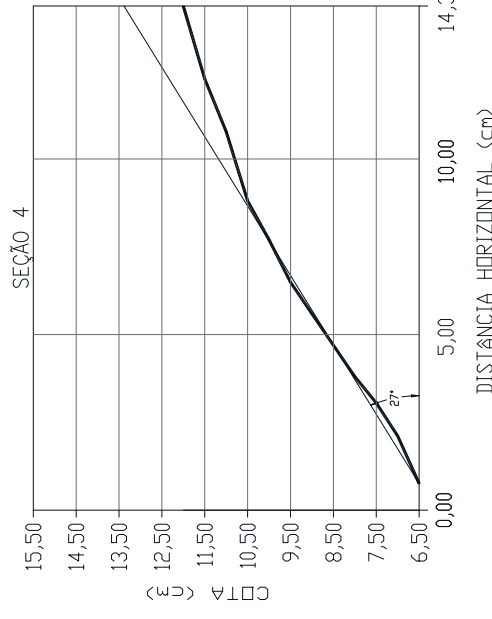
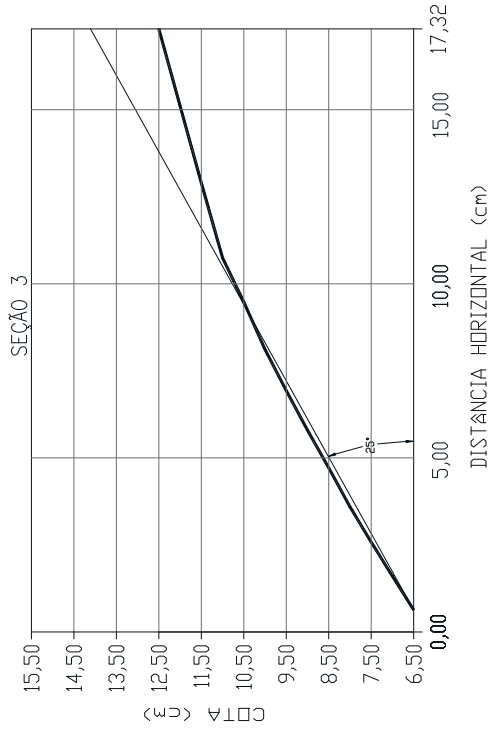
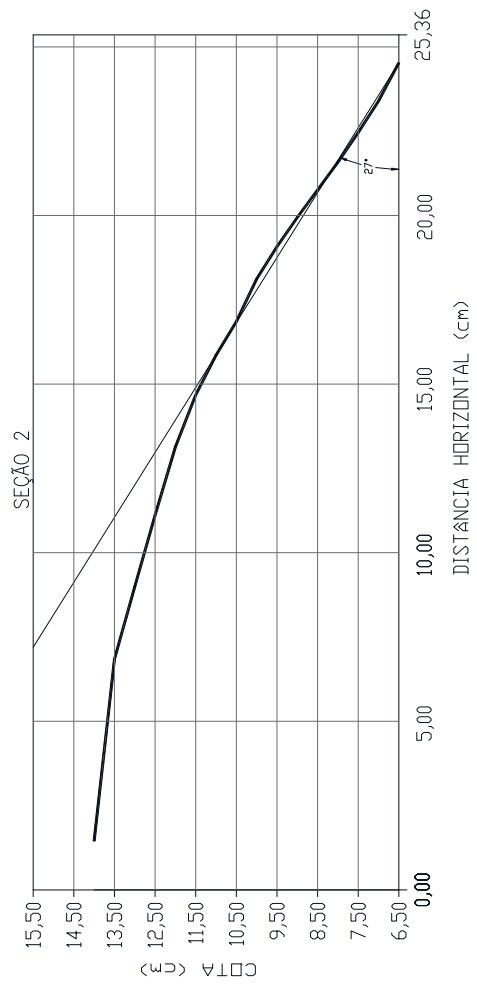
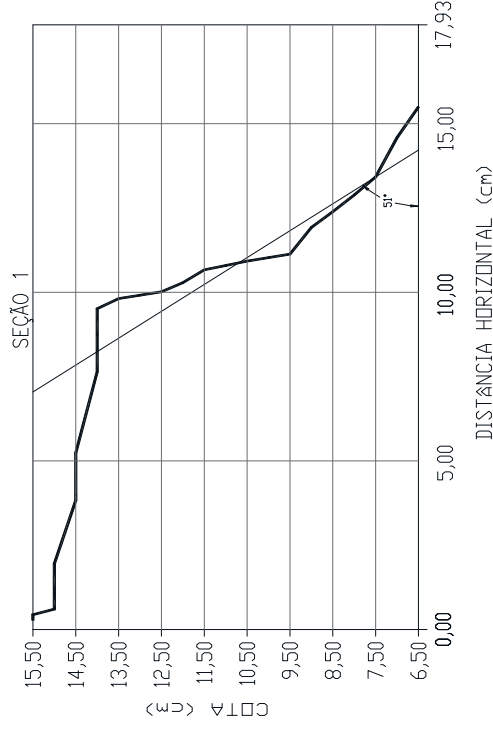
APÊNDICE XV – SEÇÕES LONGITUDINAIS DA CUNHA RUPTURA - BRECHA 3 E $S_u = 0,040$ kPa



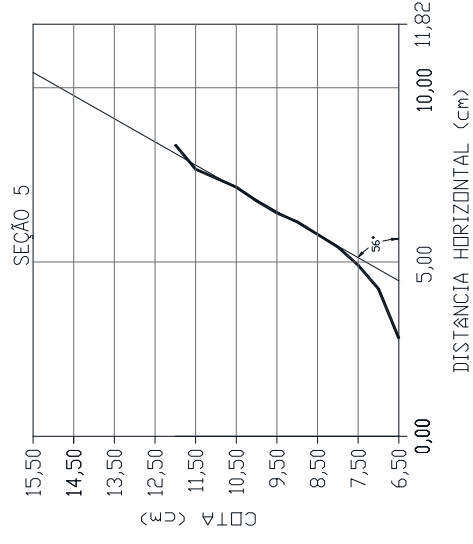
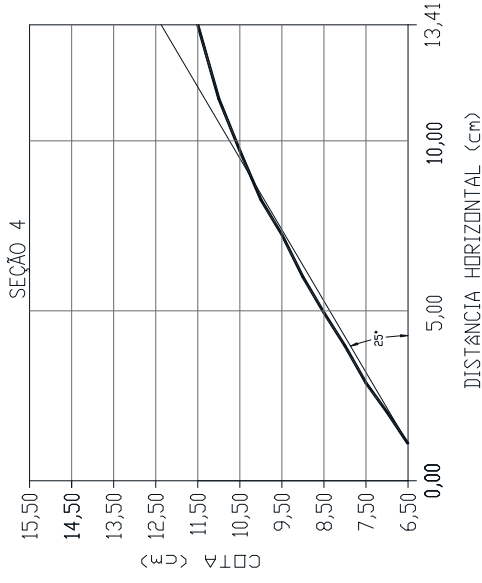
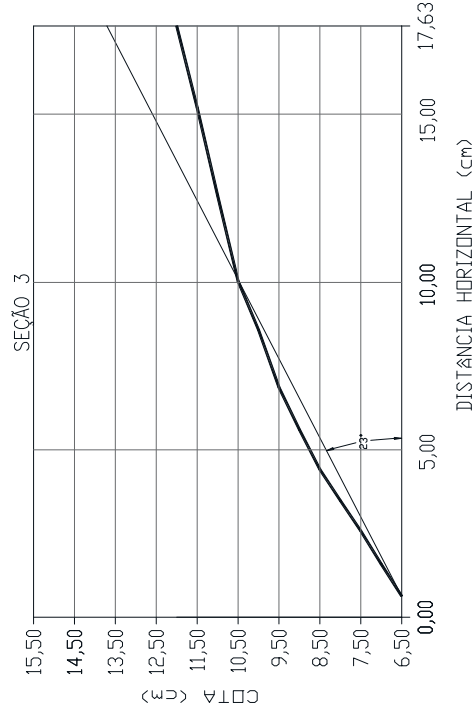
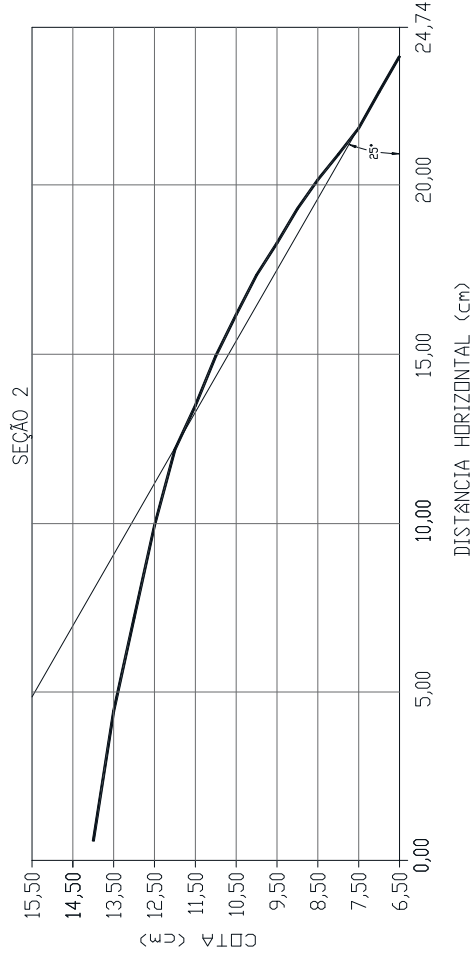
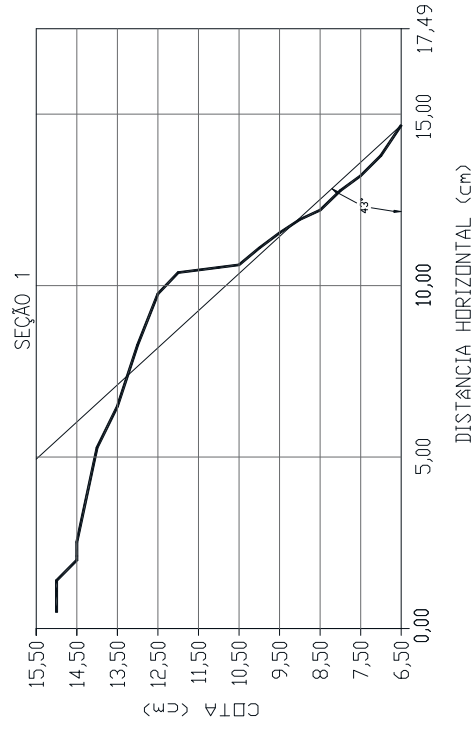
APÊNDICE XVI – SEÇÕES LONGITUDINAIS DA CUNHA RUPTURA - BRECHA 4 E $S_u = 0,119$ kPa



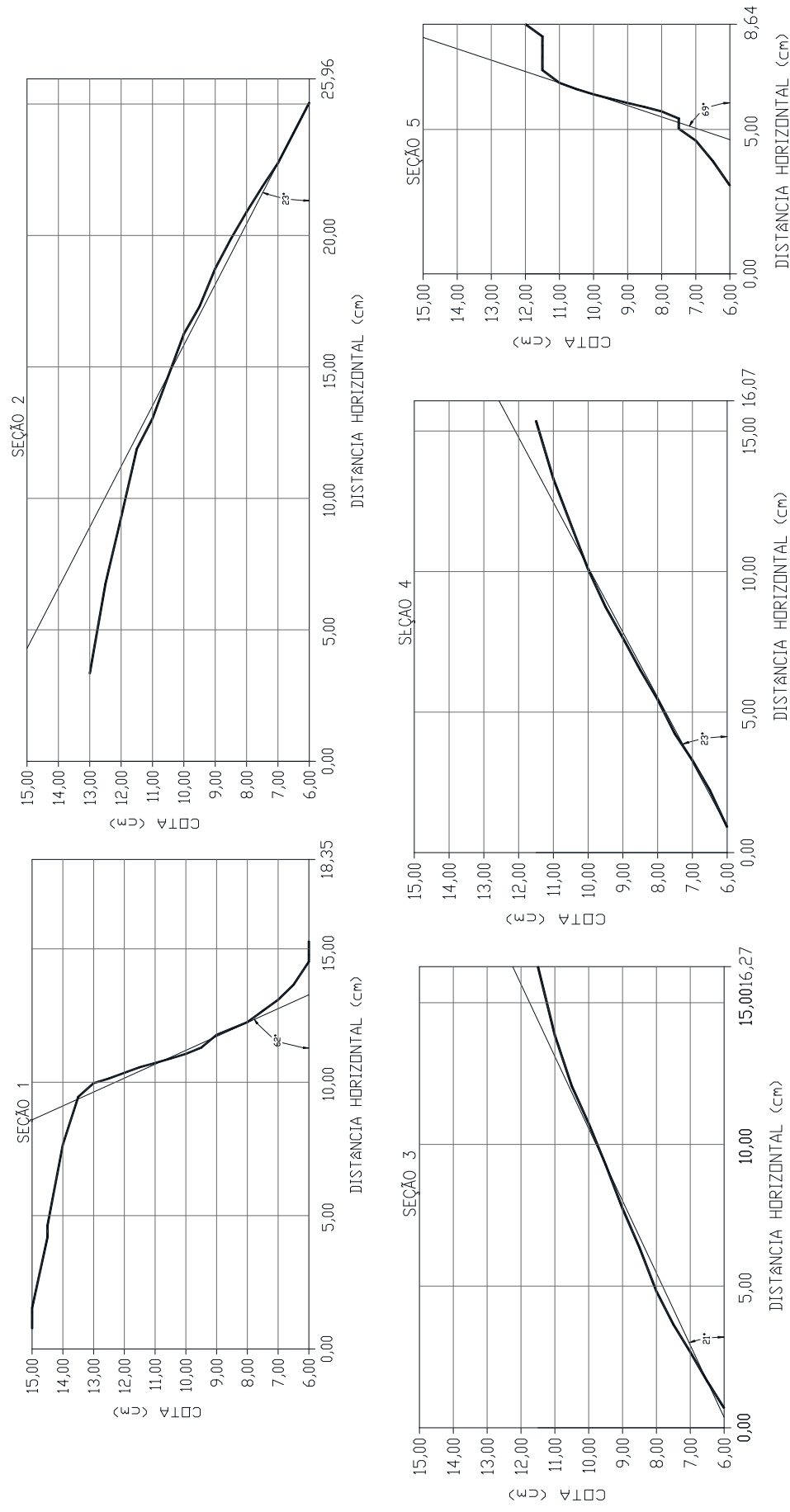
APÊNDICE XVII – SEÇÕES LONGITUDINAIS DA CUNHA RUPTURA - BRECHA 4 E $S_u = 0,076 \text{ kPa}$



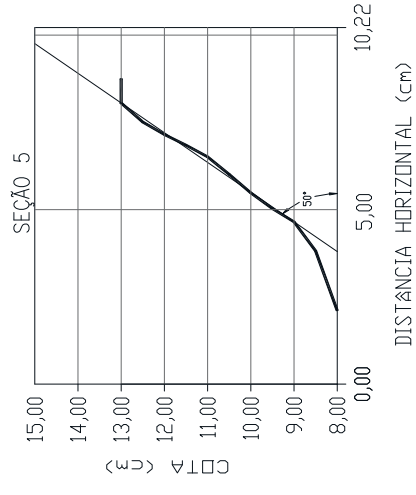
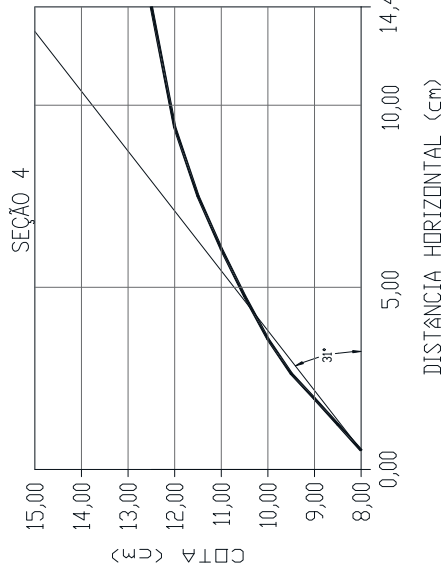
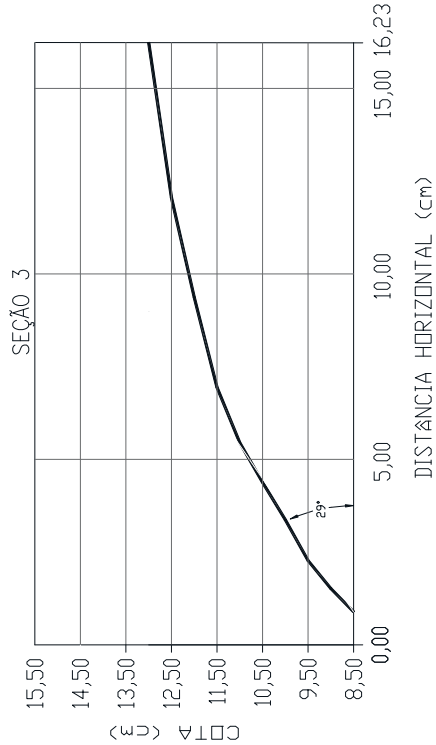
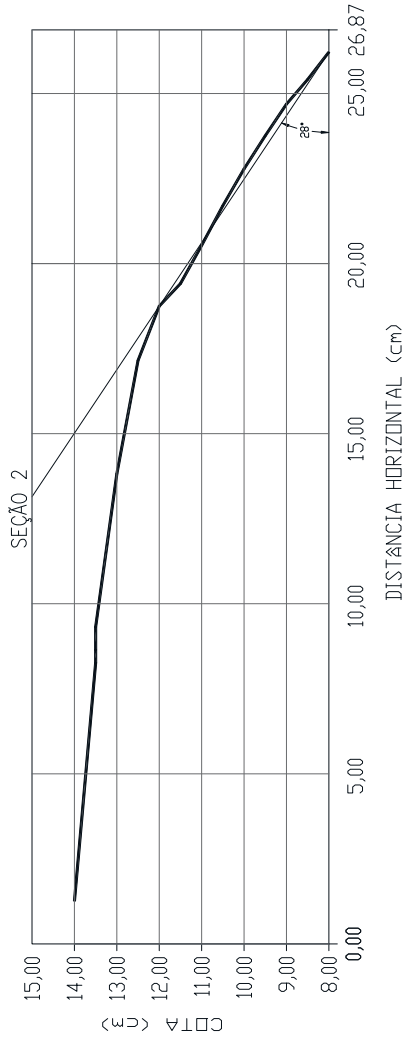
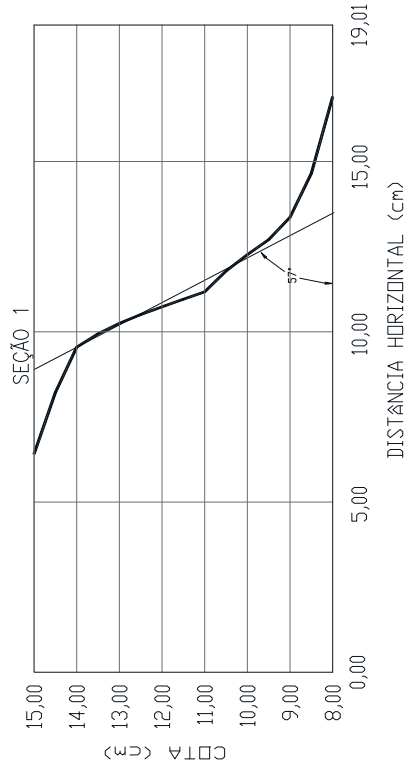
APÊNDICE XVIII – SEÇÕES LONGITUDINAIS DA CUNHA RUPTURA - BRECHA 4 E $S_U = 0,067$ kPa



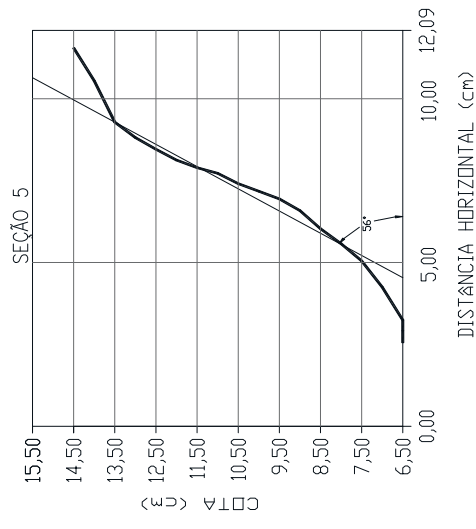
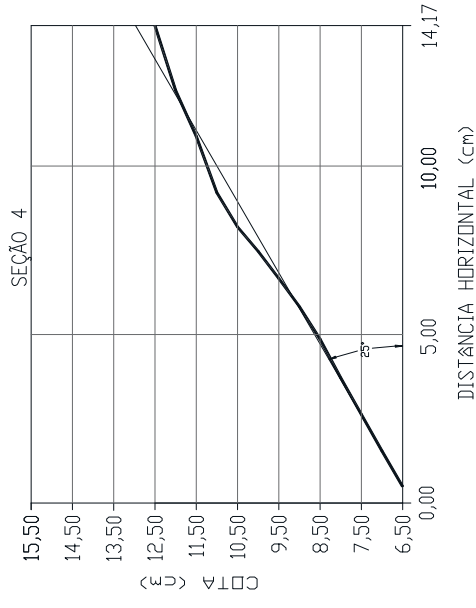
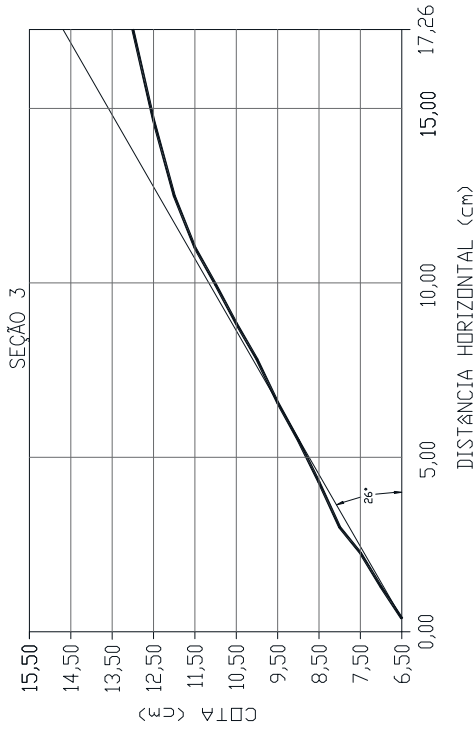
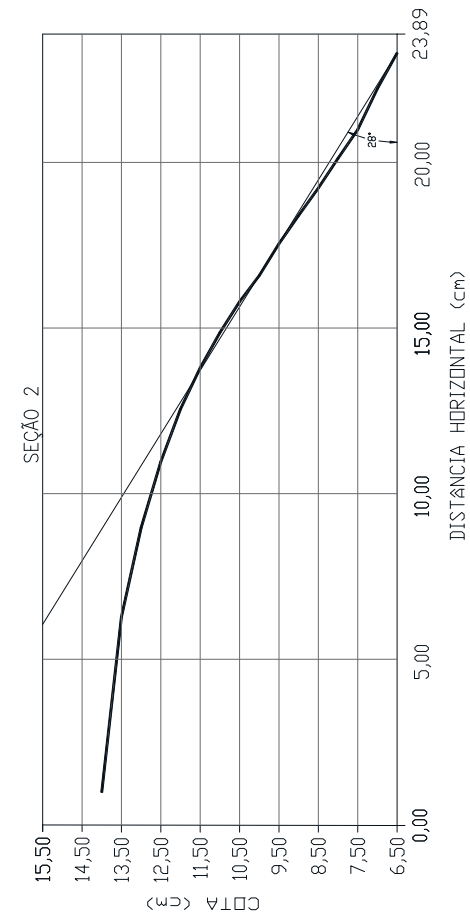
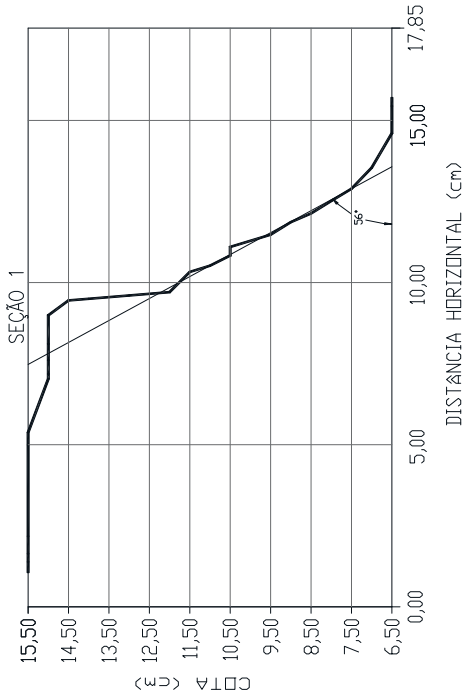
APÊNDICE XIX – SEÇÕES LONGITUDINAIS DA CUNHA RUPTURA - BRECHA 4 E $S_u = 0,037 \text{ kPa}$



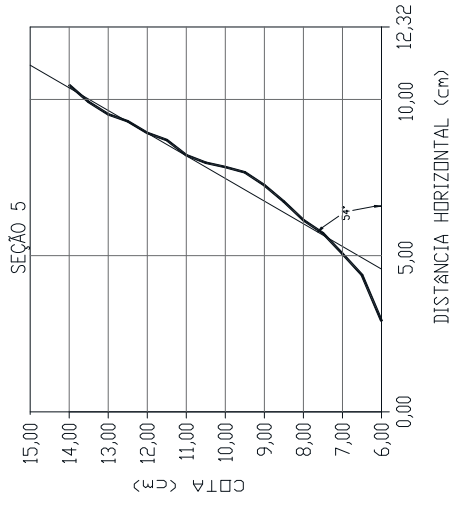
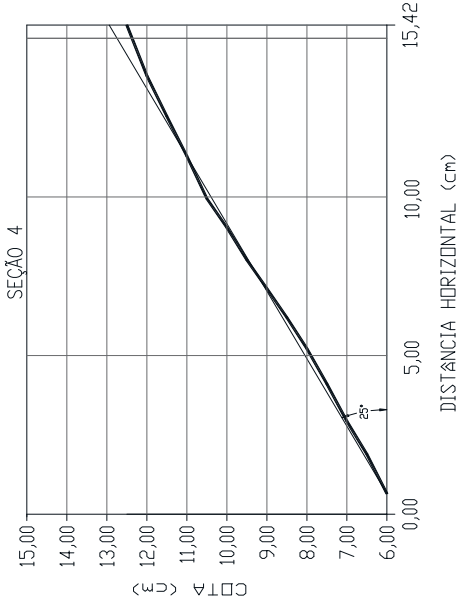
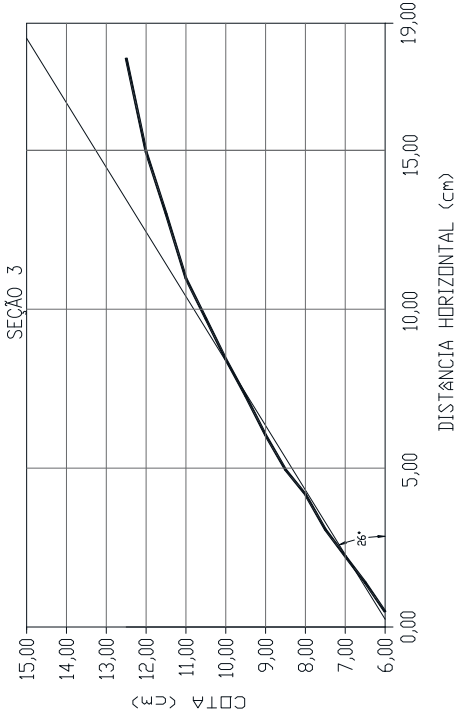
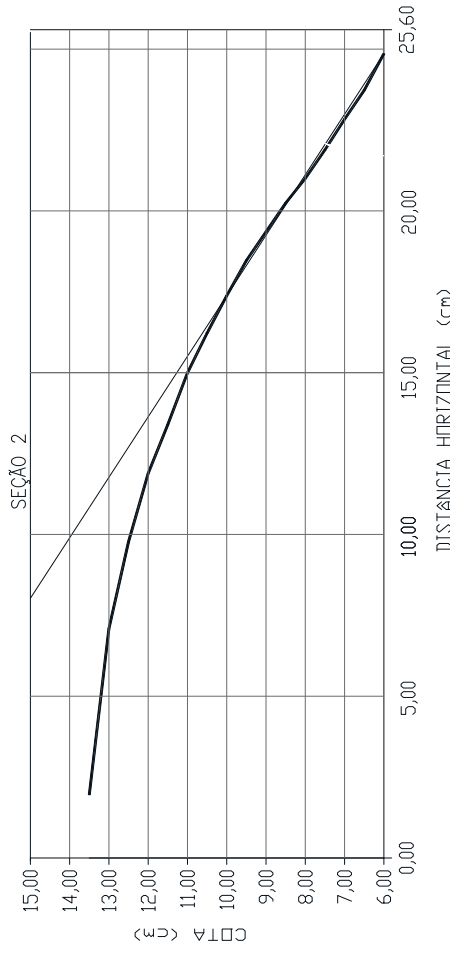
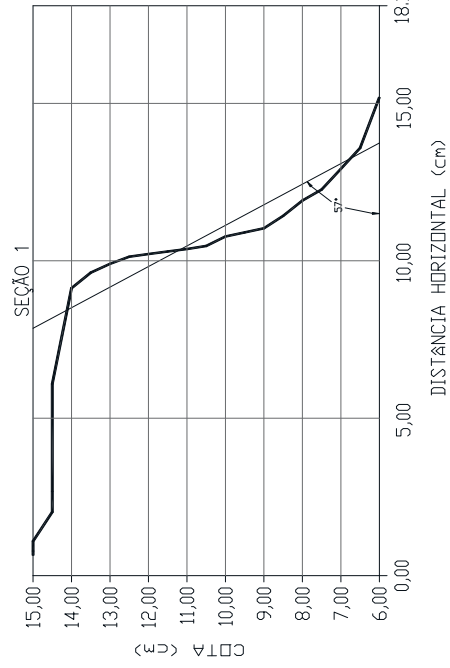
APÊNDICE XX – SEÇÕES LONGITUDINAIS DA CUNHA RUPTURA - BRECHA 5 E $S_u = 0,0114 \text{ kPa}$



APÊNDICE XXI – SEÇÕES LONGITUDINAIS DA CUNHA RUPTURA - BRECHA 5 E $S_u = 0,097 \text{ kPa}$



APÊNDICE XXII – SEÇÕES LONGITUDINAIS DA CUNHA RUPTURA - BRECHA 5 E $S_u = 0,058 \text{ kPa}$



APÊNDICE XXIII – SEÇÕES LONGITUDINAIS DA CUNHA RUPTURA - BRECHA 5 E $S_U = 0,040 \text{ KPa}$

